

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

М. В. Дегтяр

Конспект лекцій

з навчальної дисципліни

**«СПОРУДИ І ОБЛАДНАННЯ ВОДОПОСТАЧАННЯ»
Модуль 2 «Водопровідні мережі та споруди»**

*(для студентів 3 курсу усіх форм навчання за напрямом підготовки 6.060101 –
Будівництво (фахове спрямування «Водопостачання та водовідведення»)*

**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2016**

Дегтяр М. В. Конспект лекцій з навчальної дисципліни «Споруди і обладнання водопостачання» Модуль 2 «Водопровідні мережі та споруди» (для студентів 3 курсу усіх форм навчання за напрямом підготовки 6.060101 – Будівництво (фахове спрямування «Водопостачання та водовідведення»)) / М. В. Дегтяр; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. – 93 с.

Автори: канд. техн. наук, доц. М. В. Дегтяр

Рецензент С. С. Душкін, доктор технічних наук, професор
Харківського національного університету міського
господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення і очищення вод,
протокол № 1 від 27.08.2015 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
Змістовий модуль 2.1 Водоспоживання міста	
Тема 2.1.1 Водоспоживання і його режими.....	5
Тема 2.1.2 Системи водопостачання і їх режим роботи.....	11
Тема 2.1.3 Режим роботи системи водопостачання при пожежогасінні.....	21
Тема 2.1.4 Особливості проектування і розрахунку зонних систем водопостачання.....	32
Тема 2.1.5 Конструкція водопровідної мережі.....	42
Змістовий модуль 2.2 Водопровідні мережі та споруди на них	
Тема 2.2.1 Основи проектування і розрахунок водопровідних мереж і водоводів.....	49
Тема 2.2.2 Гідравлічний розрахунок водопровідних мереж.....	56
Тема 2.2.3 Матеріали та обладнання водопровідної мережі.....	66
Тема 2.2.4 Арматура та споруди на мережі.....	74
Тема 2.2.5 Принципи техніко-економічного розрахунку водопровідної мережі...	87
ДОДАТКИ	92
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	93

ВСТУП

Водопостачання займає велике і почесне місце серед багатьох галузей сучасної техніки. Це місце визначається тією роллю води, яку остання відіграє в життєдіяльності людини.

Прісна вода - один з самих важливих чинників, від якого залежить життєдіяльність тваринного і рослинного світу. Вода складає $\approx 65\%$ маси людини. Без їжі людина може прожити більше місяця, а без води - всього кілька днів. Втрата твариною біля 10-20% загальної кількості води в організмі приводить до смерті. Очевидно, що для нормальної життєдіяльності людини потрібно значно більше фізіологічного мінімуму. Води на планеті багато і якщо її поділити між всіма мешканцями Землі, тоді кожен стане власником такої її кількості, що може витратити її за самими марнотратними нормами ≈ 1 мільйон років. І незважаючи на такий достаток, прісної води на планеті мало. Прісної води на Землі всього 1% – 2% води знаходиться у вигляді льоду, 97% - це солоня вода. Якщо не буде розв'язана задача водопостачання, то в недалекому майбутньому перед людством стане проблема водного голоду. Положення ускладнюється тим, що прісна вода розподілена нерівномірно. Від безводдя страждають пустелі, зони недостатнього зволоження, які займають більше ніж половину суші, навіть в Україні деякі райони потребують води для їх нормального розвитку.

Зважаючи на те, що дисципліна «Споруди і обладнання водопостачання» складається з трьох модулів, а в данному конспекті лекцій до розгляду подається модуль 2 «Водопровідні мережі та споруди», нумерація рисунків, таблиць буде наскрізною, де першою цифрою буде номер модуля. Наприклад перший рисунок в данному конспекті буде – рисунок 2.1 і т.д.

МОДУЛЬ 2. ВОДОПРОВІДНІ МЕРЕЖІ ТА СПОРУДИ

Змістовий модуль 2.1 Водоспоживання міста

Тема 2.1.1 Водоспоживання і його режими

- *Норми водоспоживання.*
- *Визначення сумарних розрахункових добових витрат води населених пунктів.*
- *Режим витрачання води протягом доби.*

Нормою витрати води або нормою водоспоживання називається кількість води, що витрачається даним споживачем за певний проміжок часу, або кількість води, необхідна для виробництва одиниці будь-якої продукції - питома норма водоспоживання.

Споживання води населенням, підприємствами та різними іншими споживачами відбувається нерівномірно як протягом року, так і протягом більш коротких проміжків часу - доби та годин.

Нерівномірність споживання води характеризується величиною так званого *коефіцієнта нерівномірності*. Нерівномірність споживання води протягом року враховується величиною коефіцієнта добової нерівномірності ($K_{доб}$), що дорівнює:

$$K_{доб} = \frac{Q_{\text{макс.доб.}}}{Q_{\text{ср.доб.}}}, \quad (2.1)$$

де $Q_{\text{макс.доб.}}$ - максимальна добова витрата за рік;

$Q_{\text{ср.доб.}}$ - середня добова витрата за рік.

Нерівномірність споживання води протягом доби враховується величиною коефіцієнта годинної нерівномірності ($K_{год}$), чисельно рівного відношенню

$$K_{год} = \frac{Q_{\text{макс.год.}}}{Q_{\text{ср.год.}}}, \quad (2.2)$$

де $Q_{\text{макс.год.}}$ - максимальна годинна витрата, що спостерігається протягом доби;

$Q_{\text{ср.год.}}$ - середня годинна витрата за добу.

Норми водоспоживання та коефіцієнти нерівномірності витрат води для різних категорій споживачів наведені в додатку 1.

Водогінна мережа та всі споруди системи водопостачання повинні бути розраховані на кількість води, що подається місту і промисловим підприємствам протягом доби за умови можливого найбільшого споживання під необхідним тиском.

Розрізняють такі характерні витрати води, що відповідають основним категоріям споживачів:

- на господарсько-питні потреби населення міста;
- на комунальні потреби міста;

- для промислових підприємств; на пожежогасіння.

Основними факторами, які визначають режим роботи всіх елементів систем водопостачання є режим витрат води населенням. Сумарне водоспоживання в місті складається з витрат на господарсько-питні потреби населення, технологічні потреби промислових підприємств та потреби на пожежогасіння. Режим витрати води для промислових підприємств визначається відповідно до технології підприємства. Режим водоспоживання населених пунктів залежить від побутових факторів, зокрема режимом праці, життя та відпочинку населення.

Споживання води населенням протягом року нерівномірне. Також нерівномірне водоспоживання протягом доби та тижня.

Режим водопостачання повинен відповідати фактичним витратам води споживачами. Тому прогнозування режиму водоспоживання є важливим моментом проектування водопровідних мереж.

При проектуванні водопроводів промислових підприємств режим витрат води на промислові та господарчі потреби залежить від технології виробництва та його структури.

Режим водоспоживання – це процес витрачання води споживачами, що розглядається у розрізі часу. Для промислових підприємств режим водоспоживання на технологічні потреби встановлюється технологами основного виробництва залежно від виду технологічного процесу. Для сельбищної зони встановити заздалегідь абсолютно точне значення витрати води для будь - якого моменту часу неможливо. Не існує на сьогодні строгої аналітичної формули, яка б давала можливість обчислити точне значення витрати води як функцію часу, ступеня сантехнічного благоустрою, поверховості забудови, місцевих факторів, зв'язаних із життям і трудовою діяльністю мешканців, та інших факторів. Їх стільки багато, що витрати води у населеному місці можна оцінювати тільки статистичними методами. Ось чому водоспоживання населеного місця треба розглядати як випадковий процес. Тобто у математичному відношенні витрати води – це випадкова величина, яка має свій закон розподілу. Якщо скористатись математичною статистикою та теорією випадкових процесів, можна зробити математичне представлення режиму водоспоживання на основі статистичних даних. Але таке представлення досить складне і не використовується в інженерних розрахунках. Можливе використання такого представлення для прогнозування водоспоживання на достатньо короткі строки. Для інженерних розрахунків використовують так звані типові графіки водоспоживання та визначення режиму водоспоживання розраховують і будують графіки добового водоспоживання, враховуючи норми водоспоживання, в залежності від ступеня благоустрою будівель та приміщень.

При організації водопостачання населення враховується наявність й характер джерела води, його доступність, можливість одержати достатню кількість води потрібної якості. При виборі джерела води враховуються дебіт його і якість води, яка значною мірою визначається походженням і умовами формування, а також характером і ступенем її забруднення. При цьому

необхідно також врахувати перспективи розвитку даного населеного пункту і його благоустрій.

Розраховуючи необхідну кількість води, враховують рівень санітарно-технічного благоустрою жител і доступність води. При децентралізованому водопостачанні на одного мешканця потрібно 30-50 дм³/добу, тоді як при централізованому водопостачанні — 80-420 дм³/добу. Відповідно до "Санітарних правил проектування, будівництва і експлуатації господарсько-питних водогонів", норми води для районів жилої забудови населених місць залежать від доступності води, характеру водонагрівальних приладів і наявності каналізації.

Визначення витрат води на господарсько-питні потреби населення міста

При встановленні витрат води на господарсько-питні потреби населення необхідно визначити кількість населення міста

$$N = F \cdot P, \quad (2.3)$$

де F — площа частини міста з тією або іншою щільністю населення, га;

P — щільність населення, люд/га.

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення міста визначають за формулою:

$$Q_{\text{ср.доб.}} = \frac{N \cdot q_{\text{ж}}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (2.4)$$

де $q_{\text{ж}}$ — норма водоспоживання;

N — кількість населення.

Розрахункові витрати води в добу найбільшого та найменшого водоспоживання:

$$Q_{\text{макс.доб.}} = K_{\text{макс.доб.}} \cdot Q_{\text{ср.доб.}}, \quad (2.5)$$

$$Q_{\text{мін.доб.}} = K_{\text{мін.доб.}} \cdot Q_{\text{ср.доб.}}. \quad (2.6)$$

Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання, що враховує режим роботи підприємств, ступінь благоустрою будинків, зміну водоспоживання за порою року, днями тижня, необхідно приймати рівним

$$K_{\text{макс.доб.}} = 1,1 \div 1,3; \quad K_{\text{мін.доб.}} = 0,7 \div 0,9$$

$$Q_{\text{макс.год.}} = K_{\text{макс.год.}} \cdot \frac{Q_{\text{макс.доб.}}}{24}, \quad (2.7)$$

$$Q_{\text{мін.год.}} = K_{\text{мін.год.}} \cdot \frac{Q_{\text{мін.доб.}}}{24}, \quad (2.8)$$

$$K_{\text{макс.год.}} = \alpha_{\text{макс.}} \cdot \beta_{\text{макс.}}, \quad (2.9)$$

$$K_{\text{мін.год.}} = \alpha_{\text{мін.}} \cdot \beta_{\text{мін.}}, \quad (2.10)$$

де α — коефіцієнт, що враховує ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств і інші місцеві умови, приймається: $\alpha_{\text{макс.}} = 1,2 \div 1,4$;

$$\alpha_{\text{мін.}} = 0,4 \div 0,6;$$

β — коефіцієнт, що враховує кількість мешканців у населеному пункті, прийнятий по додатку 1, табл. 1.

Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.час.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.11)$$

Режим роботи окремих споруд системи водопостачання визначається режимом витрати води споживачами, що постійно змінюється в період експлуатації. Споживачі витрачають воду протягом року, доби й годин досить нерівномірно.

Режим витрачання води протягом доби

Для визначення витрат води в населеному пункті в різні пори року вводяться поняття коефіцієнтів добової нерівномірності водоспоживання, які враховують уклад життя людей, режим роботи підприємств, ступінь благоустрою будинків, зміна водоспоживання по сезонах року та днях тижня. Значення цих коефіцієнтів приймаються в наступних межах: $K_{\text{доб.мах}} = 1,1 \dots 1,3$; $K_{\text{доб.мін}} = 0,7 \dots 0,9$.

Протягом доби також помітні досить значні коливання годинних витрат, викликувані зміною дня й ночі, розпорядком роботи, різними випадковими явищами. Годинні витрати води споживачами коливаються протягом доби від $Q_{\text{ч.мах}}$ до $Q_{\text{ч.мін}}$.

Побудова сумарного графіку водоспоживання та визначення розрахункових витрат води водопроводу, який проектується

Відомо, що процес водоспоживання населеного місця має цикли: річний, сезонний, тижневий, добовий. Найхарактерніший – добовий цикл. Нескладно графічно зобразити режим водоспоживання населеного місця протягом доби. Для цього на осі ординат фіксують витрати води, на осі абсцис – час. Такий графік можна одержати, наприклад, на реєструючому приладі водоміра на водогоні, по якому вода надходить у населене місце. Це й є дійсний графік водоспоживання – безперервний випадковий процес (рис. 2.1). Для зручності інженерних розрахунків витрату води протягом години умовно вважають сталою і після спрощення цього графіка одержують ступінчастий графік водоспоживання як модель дійсного графіка водоспоживання.

Графік водоспоживання – це сума (суперпозиція) окремих графіків водоспоживання кожного мешканця населеного місця. Очевидно, чим більше мешканців у населеному місці, тим рівномірніше водоспоживання протягом доби, і, навпаки, чим їх менше, тим більша нерівномірність водоспоживання. Пояснюється це тим, що кожний мешканець споживав воду в своєму режимі: чим більше мешканців, тим і менше одночасність споживання води. І навпаки, чим менше жителів, тим більша одночасність споживання води та більша нерівномірність водоспоживання й тим виразніші “піки” на графіку. Як правило, є два піки водоспоживання у населеному місці – вранці і ввечері. Якщо годинні витрати води брати у процентах від добової витрати, то чітко видно залежність величини цих піків від кількості мешканців у населеному місці. Таким чином, для різних за величиною населених місць можна одержати різні за формою добові графіки водоспоживання, які називають типовими, або розрахунковими. Для характеристики цих графіків використовують коефіцієнти годинної нерівномірності.

Для доби максимального водоспоживання максимальний коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання становить:

$$K_{\text{год max}} = \frac{Q_{\text{год max}}}{Q_{\text{год mid}}}, \quad (2.12)$$

де $Q_{\text{год max}}$, $Q_{\text{год mid}}$ – відповідно максимальна та середня годинні витрати води.

Теоретично $K_{\text{год max}} = \alpha_{\text{max}} \beta_{\text{max}}$, і згідно з цим значенням коефіцієнта

вибирають належний типовий графік водоспоживання на господарсько-питні потреби у сельбищній зоні. Очевидно, чим менше населене місце, тим більша нерівномірність водоспоживання й тим більше $K_{\text{год max}}$, і, навпаки, із збільшенням

числа жителів у населеному місці зменшується нерівномірність водоспоживання та $K_{\text{год max}} \rightarrow 1$.

Типові графіки водоспоживання - не офіційний документ, а результат наукових досліджень, результат узагальнення. А звідси вся умовність, точність і правомірність використання цих графіків для конкретних населених місць.

Саме тому професор М.М. Абрамов наполягав на тому, що уявлення про дійсний режим водоспоживання для майбутньої системи водопостачання можна зробити лише за результатами аналізу фактичного режиму водоспоживання на діючій системі водопостачання у населеному місці, де умови життя населення подібні. Отже, необхідно обережно використовувати типові графіки водоспоживання. Не слід значно піднімати точність подальших розрахунків тому, що точність вихідних величин завідомо значно нижча. Розглянемо стандартний графік водоспоживання (рис.2.1).

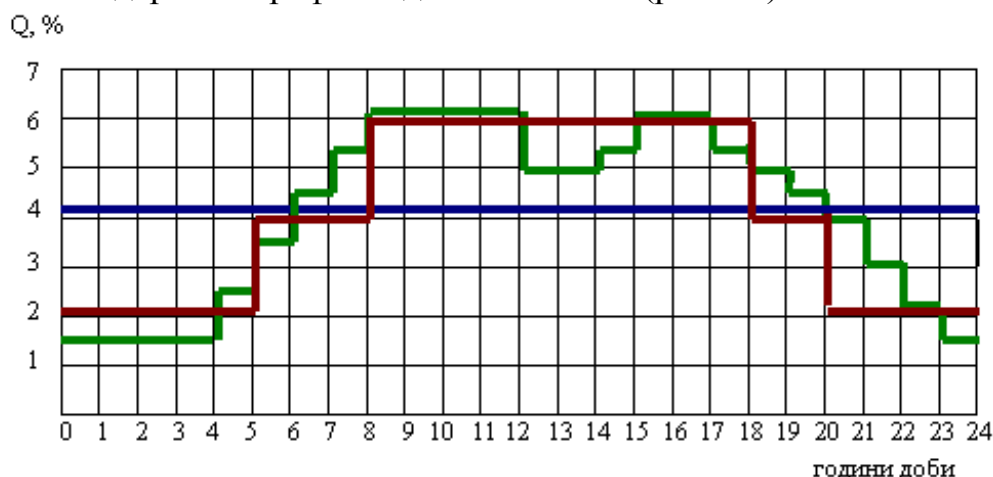


Рисунок 2.1 – Графік водоспоживання:

синя лінія – режим роботи НС-I; зелена лінія – режим водоспоживання; червона лінія – режим роботи НС-II.

Протягом доби вода споживається нерівномірно: вдень витрати більше, ніж уночі. Коливання споживання води за годинами залежить від кількості

населення. Чим менше населений пункт, тим значніше ця нерівномірність. Споживання води також змінюється протягом години. Однак при розрахунках дозволяється приймати споживання води протягом години постійним.

Годинні витрати води визначені у відсотках від добових витрат. Відношення найбільшої ординати до середньої (4,17%) дає коефіцієнт максимальної годинної нерівномірності $K_{г.макс.}$. Погодинні графіки водоспоживання за добу можливо дати у вигляді таблиці. У табл. 2.1 показано витрати води в окремі часи доби (у відсотках від добових витрат) при наступних значеннях коефіцієнта максимальної годинної нерівномірності:

$K_{г.макс.} = 1,25$ – для великих населених пунктів,

$K_{г.макс.} = 1,35$ – для середніх населених пунктів,

$K_{г.макс.} = 1,5$ – невеликих населених пунктів.

Таблиця 2.1 – Витрати води в окремі часи доби

Години доби	Витрати води, % від добових при $K_{г.макс.}$		
	1,5	1,35	1,25
0-1	1,5	3,0	3,25
1-2	1,5	3,2	3,25
2-3	1,5	2,5	3,3
3-4	1,5	2,6	3,2
4-5	2,5	3,5	3,25
5-6	3,5	4,1	3,4
6-7	4,5	4,5	3,85
7-8	5,5	4,9	4,45
8-9	6,25	4,9	5,2
9-10	6,25	5,6	5,05
10-11	6,25	4,9	4,85
11-12	6,25	4,7	4,6
12-13	5,0	4,4	4,6
13-14	5,0	4,1	4,55
14-15	5,5	4,1	4,75
15-16	6,0	4,4	4,7
16-17	6,0	4,3	4,65
17-18	5,5	4,1	4,35
18-19	5,0	4,5	4,4
19-20	4,5	4,5	4,3
20-21	4,0	4,5	4,3
21-22	3,0	4,8	4,2
22-23	2,0	4,6	3,75
23-24	1,5	3,3	3,7
Усього	100	100	100

Використання графіка водоспоживання дозволяє визначити найбільш економічний режим роботи насосних станцій, розрахувати об'єм запасних, регулюючих та напірних ємностей (резервуарів чистої води, водонапірних башт).

Тема 2.1.2 Системи водопостачання і їх режим роботи

- *Загальні відомості про системи водопостачання.*
- *Класифікація систем водопостачання.*
- *Взаємозв'язок у роботі споруд системи подачі і розподілу води.*
- *Режим водоспоживання.*
- *Режим роботи водопроводу.*
- *Особливості роботи системи водопроводу з контррезервуаром.*
- *Визначення розрахункових добових витрат води.*
- *Визначення витрат води на комунальні потреби міста.*
- *Визначення витрат води на господарсько-питні потреби населення міста.*
- *Визначення витрат води для промислових підприємств. Витрати води на пожежогасіння. Витрати води на полив зелених насаджень та територій.*

Система водопостачання – це комплекс інженерних споруд, пристроїв та трубопроводів, які призначені для забору, очистки, зберігання, розподілу та подачі заданої кількості води споживачам під необхідним натиском.

Система водопостачання включає водозабірні, очисні споруди, насосні станції, водонапірні та регулюючі споруди, водоводи, магістральні та розподільчі трубопроводи. В кожному конкретному випадку наявність тих чи інших споруд залежить від багатьох факторів, головними з яких являються: вид джерела водопостачання та його віддаленість від споживача, продуктивність комплексу, призначення водопроводу, вимог до якості води, місцевих умов.

Системи водопостачання класифікують за наступними основними ознаками:

1) за джерелами:

- поверхневі;
- підземні;
- змішані;

2) за споживачами:

- міські;
- промислові;
- сільськогосподарські;
- транспортні;

3) за територіальною ознакою:

- районі (водопроводи, які постачають водою споживачів промислового району);

- групові (призначені для об'єднаного водопостачання ряду невеликих населених місць);

- місцеві або локальні (один об'єкт);

4) за способом подачі води:

- напірні;

- самопливні;
- 5) за призначенням:
- господарсько-питні;
- виробничі;
- протипожежні;
- об'єднані.

6) за надійністю або ступенем забезпеченості поділяються на три категорії (табл. 2.2):

Таблиця 2.2 – Категорії забезпеченості подачі води

Чисельність населення, тис. чол..	Категорія надійності	Допустиме зниження подачі води, %	Тривалість зниження подачі, доба	Допустима перерва в подачі води
більше 50	I	≤ 30	≤ 3	≤ 10 хвил.
5-50	II	≤ 30	≤ 10	≤ 6 год.
менше 5	III	≤ 30	≤ 15	≤ 24 год.

Можливість та доцільність об'єднання систем водопроводів зумовлені:

- вимогами до якості води;
- взаємним розположенням;
- необхідними напорами у споживачів;
- економічними факторами.

У місті може бути єдина система господарсько-питного водопостачання, що забезпечує питною водою як населення, так і промисловість. Однак, іноді з тих чи інших причин (неодночасність розвитку промислових підприємств і жилої зони, з економічних міркувань) можуть улаштовуватися роздільні господарсько-питні водопроводи міста і промислового підприємства (наприклад, господарсько-питний водопровід комбінату «Запоріжсталь»).

В умовах обмеженості водних ресурсів застосовуються комбіновані схеми систем водопостачання, в яких підземне джерело використовується для доповнення відкритого джерела. Прикладом таких систем в Україні є системи водопостачання деяких міст Криму, у яких до так званої «великої води», одержуваної з водоймищ, додається вода з гірських джерел або свердловин.

У Західній Європі комбіновані системи мають широке поширення як у силу обмеженості водних ресурсів, так і в умовах високої щільності забудови. Такі системи мають м. Амстердам (Нідерланди), м. Барселона (Іспанія), м. Брюссель (Бельгія), м. Будапешт (Угорщина), м. Відень (Австрія), м. Лісабон (Португалія), м. Париж (Франція), м. Рим (Італія), м. Цюрих (Швейцарія), м. Туніс (Африка) та ін.

Склад споруд у системі водопостачання залежить від багатьох факторів.

Наявність чи відсутність очисних споруд у системі водопостачання залежить від якості води, що забирається з джерела. Якщо якість води в джерелі відповідає стандарту, то вона подається у резервуари чистої води без очищення. Прикладом такої системи є частина системи водопостачання Південного Берега

Криму (Великої Ялти), чи система водопостачання м. Мінська (Білорусія). Разом з тим, іноді при заборі підземних вод виникає необхідність у будівництві очисних споруд зі специфічними методами очищення. У системі водопостачання м. Брюсселя (Бельгія) велика частина підземної води подається в місто без очищення, але близько 12% загальної витрати піддається знезалізненню і 8% - освітленню з наступним знезаражуванням. У системі водопостачання м. Гамбургу підземна вода подається на очисні споруди для видалення заліза і марганцю. У системі водопостачання м. Копенгагена (Данія) є споруди для видалення метану і заліза. У системі водопостачання м. Лісабона (Португалія) близько 20% підземної води знезалізнюється, а 80% тільки знезаражується.

Реальні системи водопостачання великих міських конгломератів можуть поєднувати кілька елементарних систем з кількома головними спорудами.

Питну воду як продукцію промислового виробництва можна розглядати як товарну продукцію галузі комунального водопостачання, на яку встановлені «Державні санітарні норми і правила (ДержСанПіН) Вода питна. Гігієнічні вимоги до якості води централізованого господарсько-питного водопостачання».

При виробництві й використанні будь-якого виду продукції неминучі певні втрати як сировини, так і самої продукції. У зв'язку з цим виробництво і транспортування питної води, її споживання у житлових будинках і на промислових підприємствах також супроводжується втратами як вихідної води, так і готової продукції – питної води.

Втрати води можна класифікувати на такі дві основні групи: споживчі, тобто втрати реалізованої товарної продукції, і технологічні, тобто втрати питної води (або сировини) у процесах її видобутку, виробництва і транспортування до споживачів. Крім того, до втрат товарної продукції повинні бути віднесені невраховані витрати води.

Особливо слід зупинитися на проблемі неврахованих витрат товарної продукції. До цієї групи слід віднести:

- приховані витоки із зовнішніх трубопроводів і мережної арматури (невеликі течії, що не виходять на поверхню землі);
- втрати води при аваріях на трубопроводах;
- витрати води абонентів, що не враховуються вимірювальними приладами через недостатню чутливість водолічильників у зоні невеликих витрат;
- витрати на пожежогасіння і пожежонавчання;
- розкрадання води.

Норми водоспоживання повинні чітко регламентувати три складові споживання води: корисна витрата, нераціональна витрата і витоки води. Це забезпечить можливість контролю та аналізу причин підвищених витрат у порівнянні з установленими нормативами, цілеспрямовано домагатися зниження водоспоживання за рахунок зменшення частки нераціонального використання і витоків води.

Скорочення технологічних витрат і усунення втрат до водолічильника

абонента є прямою функцією персоналу підприємства комунального водопостачання. Скорочення втрат і нераціонального використання води в абонентів безпосередньо залежить від споживачів і є їхнім прямим обов'язком.

Для визначення розмірів, кількості, потужності елементів системи водопостачання необхідно знати, яку кількість води повинна подавати система водопостачання в кожний момент часу. Ці витрати визначаються режимом водоспоживання. Прогнозування режиму водоспоживання проектуємої системи водопостачання являється однією з найбільш важливих задач. Єдиним правильним методом розв'язання цієї задачі являється аналіз режиму витрачання води в існуючих системах водопостачання і виявлення факторів, які впливають на характер режиму водоспоживання. Але це можливо тільки для вже діючої системи. Питоме водоспоживання дозволяє визначити середньорічну добову витрату води. Але ця витрата впродовж доби нерівномірна (рис.2.1.). Для того, щоб правильно запроектувати режим роботи окремих елементів системи, необхідно прийняти вірогідний графік водоспоживання впродовж доби (зокрема доби найбільшого водоспоживання).

Більшість водоспоживачів гідравлічно безпосередньо зв'язані з водопровідною мережею. Тому їх режим розбору води з водопровідних кранів формує режим водорозбору з мережі. При цьому оскільки водорозбір з крана – величина вірогідна, то в кінцевому рахунку режим розбору води з мережі, як композиція вірогідних величин, також буде величиною вірогідною.

Забір води з джерела виконується рівномірно, а з мережі вода розбирається за законом вірогідності. Система водопостачання повинна забезпечити таку можливість. Всі елементи системи водопостачання за добу повинні подавати витрату води в максимальну добу. Але забезпечувати таку витрату можна по-різному. При цьому режим роботи окремих споруд також може бути різним. Водопровідна мережа, яка являється безпосереднім розподільником води, повинна мати режим роботи, який збігається з режимом водоспоживання.

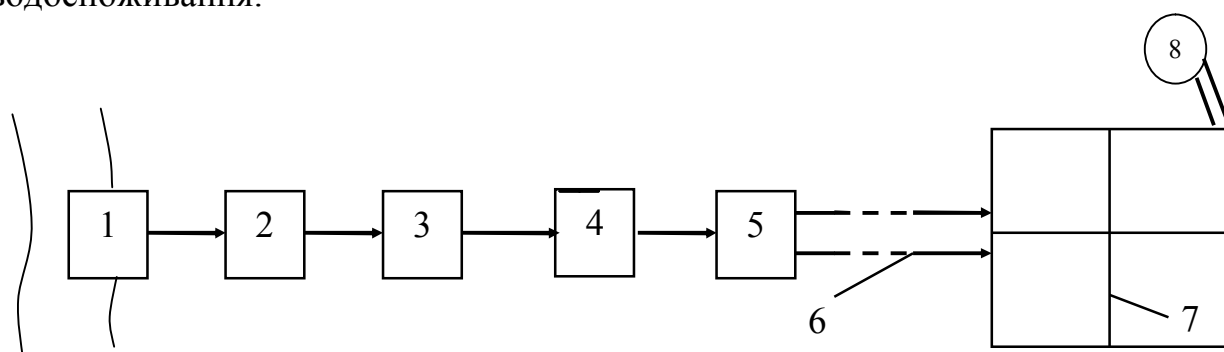


Рисунок 2.2 – Схема системи водопостачання міста

1 - водозабірні споруди, 2 - насосна станція I підйому, 3 - очисна станція, 4 - резервуари чистої води, 5 - насосна станція II підйому, 6 - водоводи (водогони), 7 - водопровідна мережа, 8 - водонапірна башта.

Вода подається в мережу міста насосною станцією II підйому. В ідеальному випадку насосна станція II підйому кожної одиниці часу повинна

подавати точно таку ж витрату, яку забирають споживачі. Але це неможливо тому, що ні одна насосна станція не здатна змінювати свій режим в точній відповідності до вірогідного графіка водоспоживання. Тому приймається ступенева робота насосів. При цьому для компенсації розбіжності режимів подачі і споживання води в окремі години доби, влаштовуються водонапірні башти, які акумулюють надлишок подаваної води в одні години і поповнюють недостачу в інші години (рис.2.3).

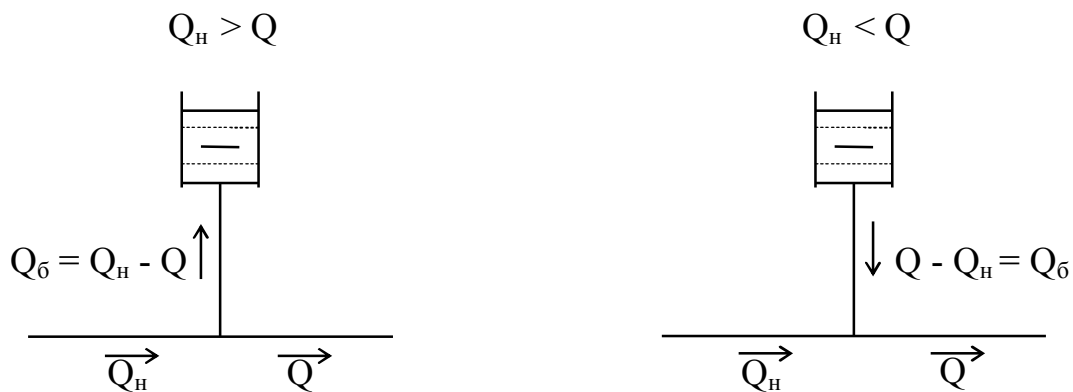


Рисунок 2.3 – Схема регулювання при наявності башти в мережі

Таким чином, водонапірна башта дозволяє "ув'язати" режим водоспоживання з режимом водоподачі

Слід зазначити, що дини максимального водоспоживання вода в мережу буде подаватися з двох протилежних сторін: від насосів і від башти. Відповідні кількості води визначають за совмещенному графіку водоспоживання та роботи насосів. Знаючи ці витрати, а також характер відбору води з мережі, можна намітити райони харчування мережі від насосів і від башти. Біля кордону цих районів відбуватиметься зустріч потоків води, що йдуть від башти і від насосів.

Така схема руху води в мережі змінить становище пьезометрических ліній. Найменші пьезометрические позначки будуть в точках, що лежать на кордоні обох районів харчування. Критичною з них буде точка, яка має найбільшу геодезичну позначку. У цій точці величина вільного напору буде найменшою.

Знайшовши для розрахунку мережі величини втрат напору і знаючи геодезичні позначки, можна визначити необхідну висоту вежі і величину напору насосів, м:

$$H_6 = H_{cb} + h_6 - (Z_6 - Z) \quad (2.13)$$

$$H_n = H_6 + (h_n + h_6 - h_6)(Z_6 - Z_n) \quad (2.14)$$

де h_6 – втрати напору на ділянці мережі від вежі до точки сходу, м;

h_n – втрати напору від початкової точки мережі до точки сходу, м;

Z - геодезична відмітка точки сходу.

При подачі води в башту п'єзометрична е лінія набуває однозначний ухил і мінімальна п'єзометрична відмітка виходить у вежі в кінцевій, найбільш високо розташованій точці мережі (верхня пунктирна лінія на рис. 2.4).

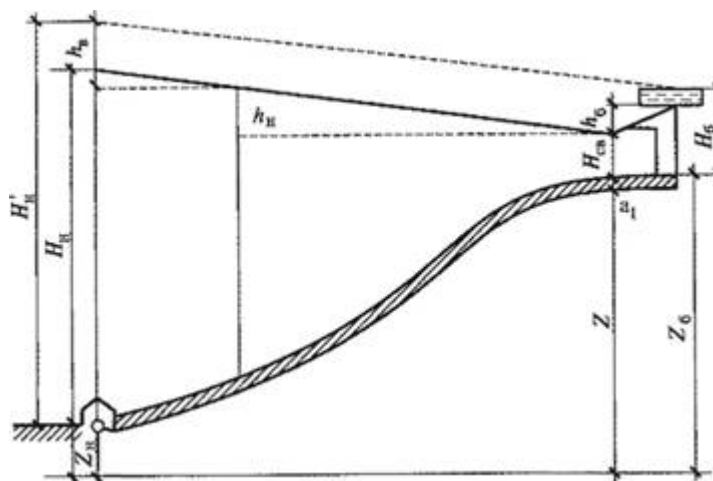


Рисунок 2.4 – Розташування пезометричних ліній для системи з контррезервуаром

Необхідна величина напору насосів в години максимального транзиту зазвичай виходить більше, ніж в години максимального водорозбору, тому при визначенні розрахункового напору насосів випадок максимального транзиту часто є критичним.

У момент виникнення пожежі критичною точкою буде точка мережі, найближча до башти, як сама високо розташована та віддалена від насосної станції. Так як $H_{п} < H_{св}$, то вимикати вежу при пожежі не потрібно.

Системи з контррезервуаром характеризуються деякими специфічними для них моментами роботи, які повинні бути розглянуті при розрахунку мережі. Як було сказано, в певні години доби кількість води, що подається насосами, перевищує кількість води, витрачається містом. При розташуванні башти на початку мережі надлишкове кількість води, що подається насосами, йде в бак башти, не вступаючи в мережа. У системах з контррезервуаром цей надлишок, для того щоб потрапити в вежу, повинен пройти транзитом через всю мережу.

Момент, в який ця транзитна витрата досягає свого максимального значення (момент «максимального транзиту»), визначається за поєднанням графіками і є другим основним розрахунковим випадком мережі з контррезервуаром. При цьому п'єзометрична лінія набуває однозначного ухила; зникає її злам, існуючий у межі зон живлення при максимальному водорозборі, і мінімальна пезометрична відмітка виходить у вежі-до кінцевої, найбільш високо розташованій точці мережі (верхня п'єзометрична лінія на рис. 2.4).

Під час роботи мережі при максимальному транзиті витрати на ділянках магістральних ліній, близьких до межі зон живлення, будуть більше, ніж за максимального водорозбору. Розрахункова величина необхідного напору насосів в години максимального транзиту- зазвичай виходить більше, ніж в години максимального водорозбору. Таким чином, для визначення розрахункового напору у насосів випадок максимального транзиту часто є критичним.

*Визначення витрат води на господарсько-питні
потреби населення міста*

При встановленні витрат води на господарсько-питні потреби населення необхідно визначити кількість населення міста

$$N = F \cdot P, \quad (2.15)$$

де F - площа частини міста з тією або іншою щільністю населення, га;

P - щільність населення, люд/га.

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення міста визначають за формулою:

$$Q_{\text{ср.доб.}} = \frac{N \cdot q_{\text{ж}}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.16)$$

де $q_{\text{ж}}$ - норма водоспоживання;

N - кількість населення.

Більш детально розрахунки розглянуто в темі 1.

Витрати води на комунальні потреби міста

а) Витрати води на полив вулиць та площ

Максимальна добова витрата

$$Q_{\text{макс.доб.}} = \frac{F \cdot q \cdot n}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.17)$$

де F - площа вулиць, що поливаються, і площ, м^2 ;

q - норма витрат води на полив, прийнята залежно від типу покриття та способу поливання [1] табл. 3 або табл. 2, додаток 1;

n - число поливок, приймається залежно від режиму поливання.

Середня годинна витрата

$$Q_{\text{ср.год.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб.}}}{24}, \text{ м}^3/\text{ч.} \quad (2.18)$$

Максимальна годинна витрата

$$Q_{\text{макс.год.}} = \frac{0,0417 \cdot F \cdot K_{\text{год}} \cdot n}{1000}, \text{ м}^3/\text{год} \quad (2.19)$$

де $K_{\text{год}}$ - коефіцієнт годинної нерівномірності витрат води на полив; величину його можна приймати для великих міст - 2,0, для малих і середніх міст - 4,0.

Максимальна витрата води

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.год.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.20)$$

б) Витрата води на полив зелених насаджень.

Максимальна добова витрата

$$Q_{\text{макс.доб.}} = \frac{F_3 \cdot q_3 \cdot n}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.21)$$

де F_3 - площа зелених насаджень, м^2 ;

q_3 - норма витрат води на полив, прийнята по [1] табл. 3 або табл. 2, додаток 1;

n - число поливань.

Визначення витрати води для промислових підприємств

Ця витрата складається з витрат води на господарсько-питні потреби, витрат води на душові та витрат води на виробничі потреби.

а) Витрата води на господарсько-питні потреби промислового підприємства.

Максимальна добова витрата води на господарсько-питні потреби промислових підприємств:

$$Q_{\text{макс.доб.}} = (q_z \cdot n'_z + q_x \cdot n'_x) + (q_z \cdot n''_z + q_x \cdot n''_x) + (q_z \cdot n'''_z + q_x \cdot n'''_x), \text{ л}, \quad (2.22)$$

де q_z й q_x - відповідно норми водоспоживання на одного працюючого (л у зміну) у гарячих цехах і в холодних цехах, дорівнюють: $q_z = 45$ л и $q_x = 25$ л;

n'_z , n''_z і n'''_z - кількість робітників у першій, другій і третій змінах, що працюють на підприємстві в гарячих цехах;

n'_x , n''_x і n'''_x - кількість робітників у першій, другій і третій змінах, що працюють на підприємстві в холодних цехах;

Підставляючи $q_z = 45$ л и $q_x = 25$ л у формулу (1.17) і виражаючи витрату в м^3 , одержимо:

$$Q_{\text{макс.доб.}} = [0,045 \cdot (n'_z + n''_z + n'''_z) + 0,025 \cdot (n'_x + n''_x + n'''_x)], \text{ м}^3/\text{доб.} \quad (2.23)$$

Кількість робітників у кожній зміні та розподіл їх по гарячих і холодних цехах приймається за даними підприємств або на підставі наявних проектів цих підприємств. При відсутності тих чи інших даних, але відомій кількості робітників можна прийняти наступний розподіл працюючих по змінах:

I зміна - 40-45% від кількості працюючих;

II й III зміна - 30-35% від кількості працюючих.

Розподіл кількості працюючих у гарячих і холодних цехах приймають залежно від характеру технологічного процесу підприємств.

Витрата води по окремих змінах визначається за формулами:

$$\text{I зміна } Q'_{\text{зм}} = (0,045 \cdot n'_z + 0,025 \cdot n'_x), \text{ м}^3; \quad (2.24)$$

$$\text{II зміна } Q''_{\text{зм}} = (0,045 \cdot n''_z + 0,025 \cdot n''_x), \text{ м}^3; \quad (2.25)$$

$$\text{III зміна } Q'''_{\text{зм}} = (0,045 \cdot n'''_z + 0,025 \cdot n'''_x), \text{ м}^3 \quad (2.26)$$

Норми витрат та коефіцієнти нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби підприємств відносяться до роботи однієї зміни, тому максимальна годинна витрата води розраховується для всіх змін.

Величини максимальних годинних витрат для окремих змін обчислюються за формулами:

$$\text{I зміна } Q_{\text{макс.год.}} = \frac{0,045 \cdot n'_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n'_x \cdot K_x}{t_{\text{см}}}, \text{ м}^3/\text{год}; \quad (2.27)$$

$$\text{II зміна } Q_{\text{макс.год.}} = \frac{0,045 \cdot n''_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n''_x \cdot K_x}{t_{\text{см}}}, \text{ м}^3/\text{год}; \quad (2.28)$$

$$\text{III зміна } Q_{\text{макс.год.}} = \frac{0,045 \cdot n'''_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n'''_x \cdot K_x}{t_{\text{см}}}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (2.29)$$

де K_z і K_x - коефіцієнти годинної нерівномірності відповідно в гарячих і холодних цехах, $K_z=2,5$, $K_x=3$;

$t_{см}$ - тривалість робочої зміни в годинах.

Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.час.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.30)$$

б) *Витрата води на душу на підприємстві.*

Витрата води на душ залежить від кількості робітників та службовців, що приймають душ у кожній зміні, і характеру виробництва.

Максимальна добова витрата води на душові

$$Q_{\text{макс.доб.}} = [q'_z(n'_z + n''_z + n'''_z) + q'_x(n'_x + n''_x + n'''_x)], \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.31)$$

де n'_z , n''_z , n'''_z - кількість робітників, що працюють із підвищеним ступенем шкідливості або забруднення відповідно в гарячих цехах у першій, другій і третій змінах;

n'_x , n''_x , n'''_x - кількість робітників, що приймають душ в інших цехах відповідно в першій, другій і третій змінах;

q'_z і q'_x - норми витрат води на один душ відповідно в цехах з підвищеним ступенем шкідливості або забруднення та в інших цехах.

Відповідно до норм $q'_z = 45$ л и $q'_x = 25$ л. , підставляючи ці величини в попереднє рівняння і виражаючи витрату в м^3 , одержимо

$$Q_{\text{макс.доб.}} = [0,45 \cdot (n'_z + n''_z + n'''_z) + 0,25 \cdot (n'_x + n''_x + n'''_x)], \text{ м}^3/\text{доб.} \quad (2.32)$$

Витрата води на душі для окремих змін визначається по формулах:

$$\text{I зміна } Q'_{зм} = (0,45 \cdot n'_z + 0,25 \cdot n'_x), \text{ м}^3; \quad (2.33)$$

$$\text{II зміна } Q''_{зм} = (0,45 \cdot n''_z + 0,25 \cdot n''_x), \text{ м}^3; \quad (2.34)$$

$$\text{III зміна } Q'''_{зм} = (0,45 \cdot n'''_z + 0,25 \cdot n'''_x), \text{ м}^3. \quad (2.35)$$

Витрата води на прийом душу (з розрахунку $q_{\text{д.с.}} = 500$ л на добу, тривалість користування душем $t_{\text{д}} = 45$ хв) після закінчення зміни розраховуємо за формулою:

$$Q_{\text{душ.зм.}} = \frac{N_i \cdot q_{\text{д.с.}} \cdot t_{\text{д}}}{n_i \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.36)$$

де N_i – кількість працюючих, що користуються душем у зміну, з i -ї санітарною характеристикою технологічного процесу;

n_i – розрахункова кількість людей на одну душову сітку в цехах з i -ї санітарною характеристикою технологічного процесу приймається по табл. 3 (додаток 1).

Максимальна годинна витрата води

$$Q_{\text{макс.год.}} = \frac{Q'_{зм}}{0,75}, \text{ м}^3/\text{год.}, \quad (2.37)$$

де $Q'_{зм} = (0,45 \cdot n'_z + 0,25 \cdot n'_x)$, м^3 – витрата води на душову в I зміну;

0,45 і 0,25 - відповідно норми витрат на один душ у гарячих і холодних цехах, м^3 .

Максимальна секундна витрата води на душові

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.час.}}}{3,6}, \text{ л/с.} \quad (2.38)$$

в) *Витрата води на виробничі потреби підприємства.*

Витрата визначається за продуктивністю та питомій витраті на одиницю продукції.

Максимальна добова витрата води підприємств на виробничі потреби

$$Q_{\text{макс.доб.}} = P \cdot q_{\text{нит}}, \text{ м}^3/\text{доб.}, \quad (2.39)$$

де P – продуктивність (добова) підприємства;

$q_{\text{нит}}$ – середня питома витрата на виробництво одиниці продукції, м^3 .

При відсутності даних про витрати води на виробничі потреби по окремих змінах споживання води приймається рівним протягом усього часу роботи підприємства.

Максимальна годинна витрата при цьому дорівнює

$$Q_{\text{макс.год.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб.}}}{t}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (2.40)$$

де t – тривалість роботи підприємства протягом доби, год.

Максимальна секундна витрата води на виробничі потреби

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.час.}}}{3,6}, \text{ л/с.}$$

Розрахункова витрата на зовнішнє пожежогасіння залежить від розмірів населеного пункту, поверховості будинків та ступеня їхньої вогнестійкості, розмірів виробничих будинків, категорій виробництв і інших факторів. Нормами протипожежного проектування встановлюються величини необхідних секундних витрат для гасіння пожеж у населених місцях і на промислових підприємствах, а також кількість одночасних пожеж. Таким чином, максимальна секундна витрата води на гасіння пожеж визначається як добуток розрахункової секундної витрати, необхідної для гасіння однієї пожежі, на кількість пожеж

$$Q_{\text{пож}}^c = (q_{\text{пож}} \cdot n + q'_{\text{пож}}), \text{ л/с}, \quad (2.41)$$

де $q_{\text{пож}}$ – розрахункова витрата води на гасіння однієї зовнішньої пожежі приймається для населених пунктів по табл. 5 [1], а для промислових підприємств – по табл. 7[1], л/с;

$q'_{\text{пож}}$ – розрахункова витрата води на один струмінь для внутрішнього пожежогасіння приймається по табл. 1 [2], л/с;

n – число струменів приймається по табл. 1 [2].

Тривалість пожеж в населених місцях і на підприємствах нормами встановлена $t_n=3$ год. Виходячи із цього, повна витрата води на гасіння пожежі може бути визначений за формулою:

$$Q'_{\text{пож}} = m \cdot (q_{\text{пож}} \cdot n + q'_{\text{пож}}), \text{ л/с}, \quad (2.42)$$

де m – розрахункова кількість одночасних пожеж приймається для населеного пункту за табл. 6 [1], а для промислового підприємства – залежно від

займаної площі: одна пожежа при площі до 150 га, дві пожежі – більше 150 га.

$$Q_{пож}^n = 10,8 \cdot Q'_{пож}, \text{ м}^3. \quad (2.43)$$

Повна витрата води на гасіння пожежі за 3 години

$$Q_{пож} = Q_{пож}^{НП} + 0,5 Q_{пож}^{ПП} \text{ м}^3., \quad (2.44)$$

де $Q_{пож}^{НП}$ - витрати води на пожежогасіння для населеного пункту, м^3 ;

$Q_{пож}^{ПП}$ - витрати води, необхідний для гасіння пожежі на підприємстві, м^3 .

Витрата води на пожежогасіння за 1 годину

$$Q_{год.пож.} = \frac{Q_{пож}}{3} \text{ м}^3/\text{год}. \quad (2.45)$$

Секундна витрата води на пожежогасіння

$$Q_{макс.сек.} = \frac{Q_{макс.час.}}{3,6} \text{ л/с}.$$

Тема 2.1.3 Режим роботи системи водопостачання при пожежогасінні

- *Протипожежне водопостачання та його характеристики.*
- *Пожежне водоймище, пожежний пірс.*
- *Пожежний гідрант. Пожежна колонка. Пожежний кран-комплект.*
- *Створення необхідного для пожежогасіння тиску води.*
- *Гідростатичний тиск у зовнішній водопровідній мережі.*
- *Протипожежні водопроводи низького тиску. Протипожежні водопроводах високого тиску.*
- *Максимальний гідростатичний тиск у мережах зовнішнього та внутрішнього господарчо-питного, або господарчо-протипожежного водопроводів.*
- *Мережі зовнішнього водопроводу. Мережі внутрішнього водопроводу.*
- *Визначення витрат води на зовнішнє пожежогасіння. Визначення витрат води на внутрішнє пожежогасіння.*

Протипожежне водопостачання полягає в забезпеченні районів або об'єктів необхідними витратами води, з необхідним тиском, протягом нормативного часу гасіння пожежі, при забезпеченні достатньої надійності роботи всього комплексу водопровідних споруд.

Протипожежні водопроводи (окремі або об'єднані) бувають низького та високого тиску. У водопроводах низького тиску мінімальний вільний тиск води на рівні землі повинен становити 10 м (100 Кпа), а необхідний для пожежогасіння тиск води створюється пересувними пожежними насосами, які встановлюються на пожежні гідранти. У водопроводах високого тиску вода до місця пожежі подається безпосередньо від гідрантів по пожежних рукавах. Останні влаштовують дуже рідко, оскільки вимагають додаткових витрат на обладнання спеціальної насосної системи й застосування підвищеної міцності

трубопроводів. Системи високого тиску передбачаються на промислових підприємствах, що віддалені від пожежних депо на 2 км, а також у населених пунктах із числом жителів до 50 тис. чоловік.

Крім того, протипожежне водопостачання поділяють на систему зовнішнього (зовні будинків) і внутрішнього (усередині будинків) пожежогасіння.

Як правило, мережі протипожежного водопроводу роблять кільцевими, що забезпечує тим самим високу надійність водопостачання. При цьому для кожної кільцевої мережі робляться два введення (місця приєднання до попередньої мережі). Тупикові мережі, тобто розгалужена мережа, у якій від кожного вузла мережі до місця подачі води є тільки один напрямок прокладання трубопроводу, допускається застосовувати в наступних випадках:

- на виробничі потреби, коли за умовами технології допускаються перерви у водопостачанні на час ліквідації аварії;
- на господарсько-питні потреби при діаметрі труб не більш 100 мм;
- на господарсько-протипожежні потреби при довжині лінії не більш 200 м, а також у населених пунктах із числом жителів до 5 тис. чоловік і витратою на зовнішнє пожежогасіння до 10 л/с за умо-ви обладнання протипожежних резервуарів або водойм.

Діаметр труб мережі визначають згідно з розрахунками з урахуванням необхідної витрати води й гідравлічного опору усіх ділянок мереж. В цьому випадку мінімальний діаметр труб об'єднаного водо-проводу в населених пунктах і на промислових об'єктах повинен бути не менше 100 мм, а в сільській місцевості - не менше 75 мм.

Внутрішні протипожежні водопроводи влаштовують за схемами:

- без установок для підвищення тиску, коли тиск води із зовнішнього водопроводу перевищує необхідний тиск води;
- із протипожежними насосами - підвищувачами, які включаються тільки у випадку пожежі й забезпечують необхідний тиск води;
- з водонапірним баком або пневмобаком і насосами в тих випадках, коли гарантований тиск менше необхідного для господарських приладів і пожежних кранів, із забезпеченням недоторканного протипожежного запасу на перші 10 хв гасіння пожежі;
- із запасним резервуаром, коли в окремий час доби відчувається нестача води або гарантований напір менше 5 м.

Внутрішні протипожежні водопроводи включають наступні елементи: введення в будинок, водомірний вузол для обліку води, що витрачається, магістральні і розподільні трубопроводи, водорозбірну арматуру і пожежні крани, насосні станції із пневматичними або відкритими водонапірними баками. Якщо пожежних кранів у будинку не більш 12-ти, допускається застосовувати тупикову систему з одним введенням, а при кількості кранів більш 12-ти – тільки кільцеву (або із закільцьованими введеннями) не менш, чим із двома введеннями. Пожежні крани повинні встановлюватися на висоті 1,35 м над підлогою приміщення та розміщатися в шафах, які повинні бути оснащенні пожежним рукавом однакового із краном діаметра й довжиною від

10 до 20 м, а також пожежним стволом. У житлових будинках пожежні крани встановлюють на сходових майданчиках. Діаметр крана при витраті на один пожежний струмінь 4 л/с повинен бути 50 мм, а при більшій витраті - 65 мм.

В окремих випадках допускається безводопровідне протипо-жежне водопостачання при наявності на відстанях до 500 м природ-них (ріки, озера) або штучних (ставки, резервуари, водоймища) во-доджерел. Забір води на пожежогасіння може здійснюватися мото-помпами, автонасосами або стаціонарними насосами з наступною подачею води по рукавах. Таке водопостачання допускається для виробничих будинків категорій В, Г і Д при витраті води на зовніш-нє гасіння до 10 л/сек, а також для населених пунктів із числом мешканців до 5 тис. чоловік. Причому місткість водойм повинна забезпечувати запас води на гасіння протягом 3-х годин.

Пожежне водоймище, пожежний пірс

Крім водопроводів, використовується безводопровідне проти-пожежне водопостачання, до якого прийнято відносити природні й штучні вододжерела (природні - ріки, озера, струмки й ін.; штучні - ставки, колодязі, копані, різні басейни, а також пожежні водойми й резервуари).

Для зручності забору води пожежними машинами від природ-них вододжерел і подачі до місця пожежі слід обладнати їх під'їзними коліями й майданчиками 12 × 12 м, пірсами і (або) береговими колодязями (рис. 2.5, 2.6).

У випадку зміни рівня води протягом року слід передбачати двох'ярусні пірси.

Ширину пірсів, їх конструкцію й матеріал вибирають із розра-хунку забезпечення безпечної роботи одночасно трьох найбільш ва-жких за масою пожежних автомобілів.

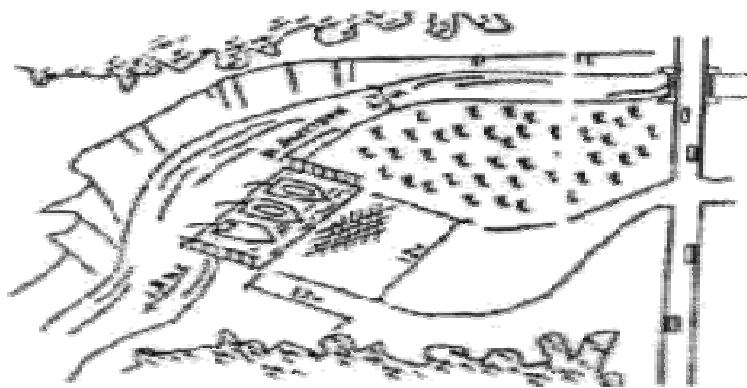


Рисунок 2.5 – Схема обладнання під'їзних колій і пірсів біля природних вододжерел

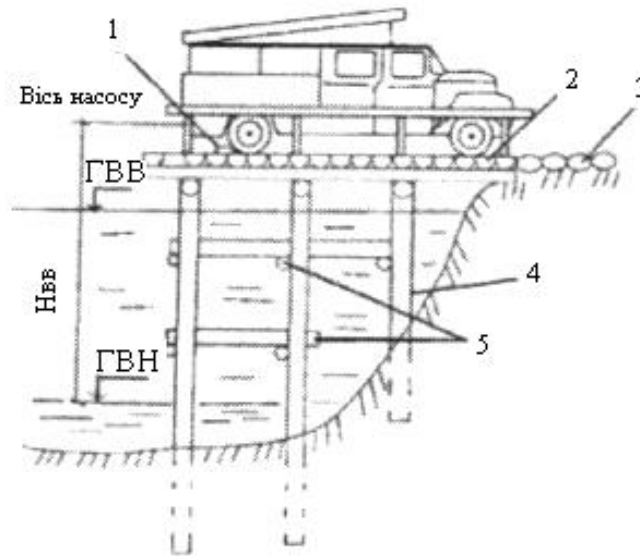


Рисунок 2.6 – Обладнання пірсів

1 – опорний брус; 2 – настил; 3 – кам'яне вимоцнення; 4 – палі; 5 – бруси зміцнення; ГВВ, ГВН – відповідно горизонт води верхнього й нижнього рівнів; $H_{\text{вв}}$ – висота всмоктування насоса

У тих випадках, коли влаштувати пірс неможливо, влаштовують берегові колодязі обсягом не менше 5 м^3 (рис. 2.7). Глибина закладення труби, що підводить воду в колодязь, повинна бути нижче рівня промерзання ґрунту не менш, чим на 0,2 м, і нижньої поверхні льоду у водоймі – не менш, чим на 0,5 м. Діаметр прийомної труби повинен бути не менше 200 мм, а її кінець розташовують вище дна водойми не менш, чим на 0,5 м і з боку водойми закривають металевою сіткою. У тих випадках, коли водопровід, що має природні вододжерела, не може забезпечити розрахункової кількості води на гасіння пожежі або вона відсутня, будують пожежні водойми (резервуари). Розміщення резервуарів або водойм повинне враховувати умови обслуговування ними будинків, що перебувають у радіусі:

- 200 м - при наявності автонасосів;
- 100-150м - при наявності мотопомп (у залежності від їхнього типу).

При розміщенні пожежних резервуарів або водойм слід враховувати, що подача води в будь-яке місце пожежі повинна бути забезпечена із двох сусідніх резервуарів або водойм одночасно.

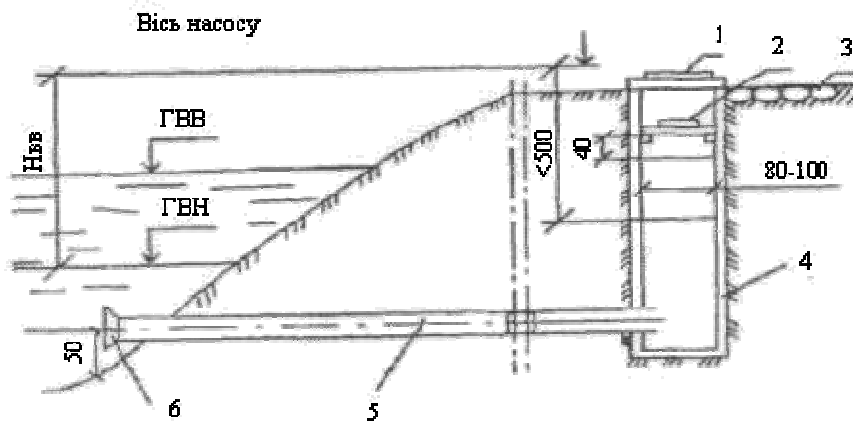


Рисунок 2.7 – Береговий колодязь для забору води:

1 – кришка колодязя; 2 – кришка утеплення; 3 – вимощення брукове; 4 – колодязь; 5 – прийомна труба; 6 – сітка

Відстань від резервуарів або відкритих складів горючих матеріалів повинна бути не менше 30 м, а до будинків I і II ступеня вогнестійкості - не менше 10 м, пожежні резервуари і водойми заповнюються водою по трубопроводах від водогінних мереж або по пожежних рукавних лініях на відстань до 250 м (рис. 2.8).

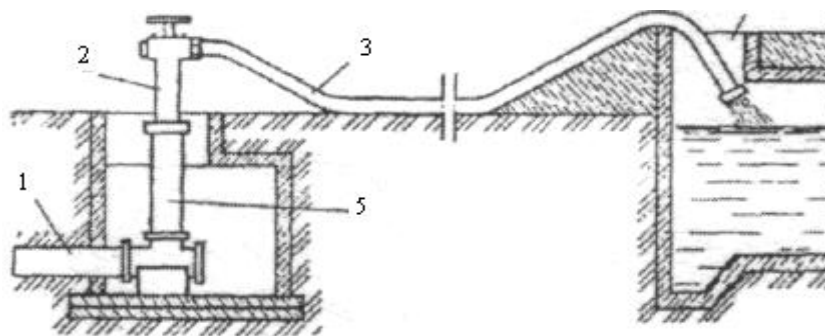


Рисунок 2.8 – Наповнення пожежної водойми з пожежного гідранта:

1 – водопровід; 2 – пожежна колонка; 3 – рукавна лінія; 4 – водойма; 5 – пожежний гідрант

Відстань подачі води по рукавах допускається збільшувати до 500 м, якщо безпосередній забір води з резервуара водойми насосами пожежних машин утруднений, то передбачають забір за допомогою прийомних колодязів обсягом 3-5 м³, з'єднаних з водоймою трубопроводом. Діаметр трубопроводу визначають з розрахунку пропуску необхідної кількості води на зовнішнє пожежогасіння, але не менше 200 мм.

Число резервуарів (водойм), їхня сумарна місткість визначаються з умов подачі розрахункової кількості води за нормативний час пожежогасіння або у всіх випадках їх число встановлюється не менше двох, зі зберіганням у кожному не менше половини розрахункової кількості води.

Залізобетонні резервуари обладнують майданчиками – під'їздами й пристосуваннями для забору води (рис. 2.9).

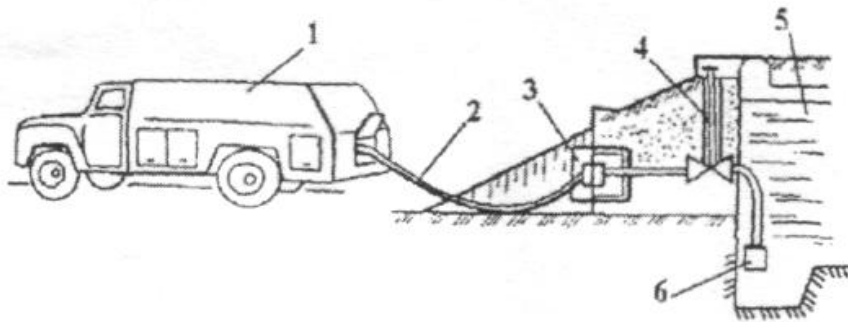


Рисунок 2.9 – Схема забору води з резервуара автомобілем:

1 – пожежний автомобіль; 2 – всмоктувальний рукав; 3 – ніпель з'єднувальної головки; 4 – безколодязна засувка; 5 – резервуар; 6 – сітка

У сільських населених пунктах використовують водонапірні башти (рис. 2.10) для забору води на гасіння пожеж, для чого в напірну трубу, що підводить воду, приварюють металевий патрубок із запірним вентилям і з'єднувальною головою. Якщо буде потреба за допомогою пожежного рукава, приєднаного до з'єднувальної головки, заповнюється ємність пожежної цистерни.

Для відбору та подачі води на гасіння пожеж безпосередньо від водонапірної вежі насосами пожежних машин використовують водостічний колодязь, який заповнюють водою шляхом відкривання засувки, що з'єднує резервуар водонапірної вежі із грязевідвідною трубою. У сільській місцевості велике поширення одержали водойми-копанки, спорудження яких доцільно в місцях з високим рівнем ґрунтових вод, тому що в цих умовах не потрібно ніяких гідроізоляційних матеріалів. Мінімальною глибиною водойми прийнято вважати 2,5 м. Гранична ж глибина водойм-копанок обмежується можливістю забору води насосами пожежних машин, що є в наявності на об'єктах населеного пункту. Для скорочення мертвого обсягу необхідно в місцях забору води передбачати спеціальні приямки й невеликі ухили на дні водойми в їхню сторону. При розрахунках водойм-копанок користуються формулою:

$$W=0,17h[B(2A+a)+b(2a+A)] \quad (2.46)$$

де h – глибина;

A, B – розмір зверху водойми;

a, b – розмір знизу водойми

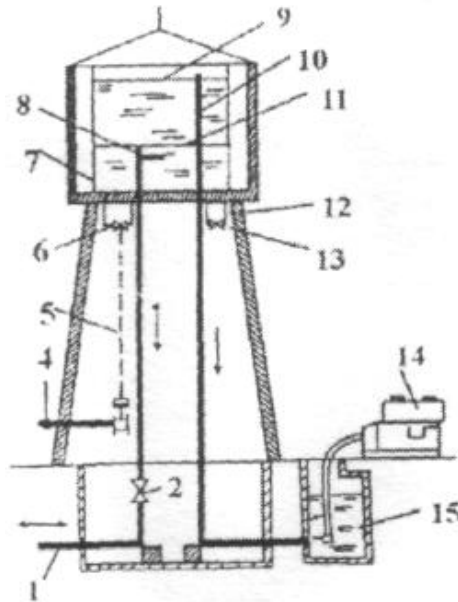


Рисунок 2.10 – Водонапірна башта

1 – водонапірна мережа; 2, 6, 13 – засувка; 3 – вентиль;
 4 – з'єднувальна головка; 5 – тяга для відкривання засувки;
 7 – водозабір непорушного запасу; 8 – водозабір на господарсько-питні потреби;
 9 – розрахунковий рівень води; 10 – переливна труба;
 11 – рівень непорушного запасу води; 12 – зливальна труба;
 14 – насос; 15 – водостічний колодязь

Також зарекомендували себе в сільській місцевості загати, що улаштовуються, як правило, на річках (струмках) з невеликою витратою води (рис. 2.11).

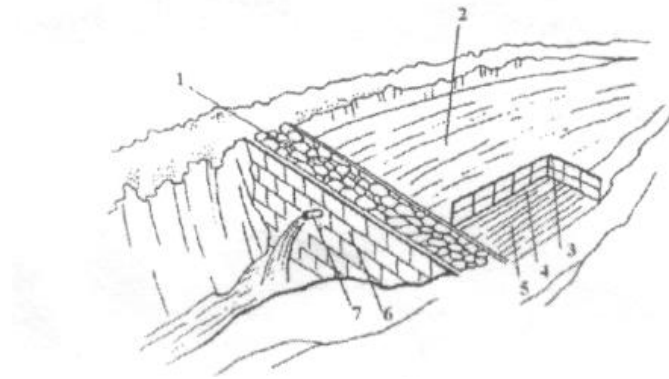


Рисунок 2.11 – Загата

1 – кам'яне покриття; 2 – ріка; 3 – огородження; 4 – опорний брус; 5 – пірс для установки пожежних автомобілів; 6 – водотривка стінка; 7 – зливальна труба

З метою забезпечення швидкого забору води в зимовий час улаштовують близько пірсів незамерзаючі ополонки (рис. 2.12), для чого в лід уморожують дерев'яні бочки, які заповнюють утеплювачем. При необхідності використання знімають верхню кришку, забирають утеплювач, вибивають нижнє днище бочки й установлюють пожежну машину для забору води.

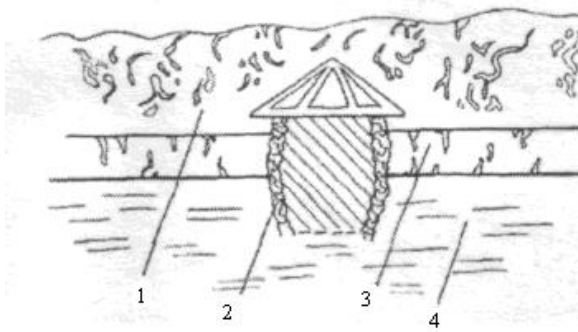


Рисунок 2.12 – Незамерзаюча ополонка
1- сніг; 2 - утеплювач; 3 - лід; 4 – вода

Щоб уникнути заморожування гідранта після його викорис-тання при низьких температурах, до гофрованого рукава хомутом кріплять металеву трубку діаметром 20 мм і довжиною 1,5 м, за до-помогою якої при перемиканні насоса в режим "забір піноутворювача зі сторонньої ємності" відсмоктується вода, що залишилась в гід-ранті. Операція ця досить проста й виконується водієм, поки опера-тивний розрахунок збирає й укладає пожежно-технічне озброєння.

Пожежний гідрант

Пожежний гідрант – стаціонарний пристрій, призначений для забезпечення відбирання води з водопровідної мережі для гасіння пожежі.

Підземний пожежний гідрант - пожежний гідрант, який вста-новлюється в закритому колодязі нижче рівня землі.

Наземний пожежний гідрант - пожежний гідрант, який встановлю-ється над рівнем землі.

Гідрант із пожежною колонкою являє водозабірний пристрій, що установлюють на водогінній мережі для забору води при гасінні пожежі.

Гідрант із колонкою при гасінні пожежі може бути викорис-таний, по-перше, як зовнішній пожежний кран у випадку приєд-нання пожежного рукава для подачі води до місця гасіння пожежі і, по-друге, як водозапитувач насоса пожежного автомобіля.

У залежності від конструктивних особливостей і умов протипо-жежного захисту об'єктів, що охороняються, гідранти поділяються на підземні і надземні.

На водопровідних мережах використовуються декілька видів пожежних гідрантів, найбільше поширення з яких отримав підземний гідрант типу ПГ-5 (рис. 1.15). Гідрант має затвор у вигляді кульового пустотілого клапана. У середній частині його розта-шовано гумове ущільнювальне кільце, що у закритому положенні гід-ранта щільно притискається до сідла і перекриває подачу води. Невеликий отвір внизу корпусу призначено для зливу води з гідранта після закінчення його роботи. При обертанні штанги, що сполучена муфтою зі шпінделем, відкривається розвантажувальний клапан. Вода через нього заповнює внутрішній простір корпусу гідранта і колонки. При подальшому обертанні відкривається шаровий клапан.

Гідрант (рис. 2.13) складається з чавунного корпусу, затвора з клапаном

обтічної форми, шпінделя сполучної муфти, штанги і ніпеля, закривається кришкою.

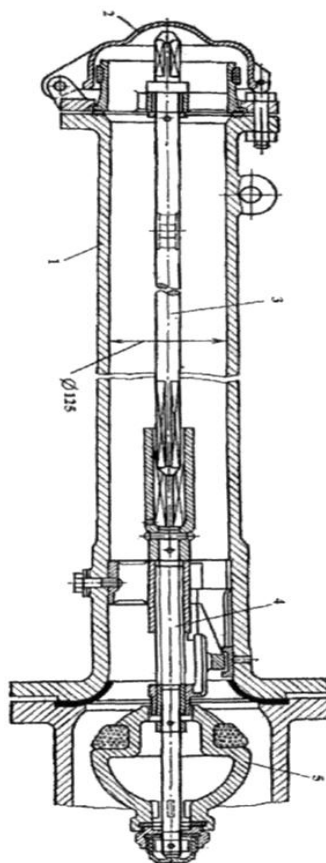


Рисунок 2.13 – Пожежний гідрант

Діаметром більше 500 мм гідранти не встановлюються через складність монтажу пристрою колодязів. У цих випадках інколи прокладають супроводжуючі лінії меншого діаметра, на яких і встановлюють гідранти. Для відбору води при пожежогашінні з підземних гідрантів застосовують пожежні колонки (рис.2.14). Пожежна колонка складається з стояка, в нижній частині якого розташовано різьбове з'єднання, призначене для підключення до гідрантів, і корпусу з двома патрубками, забезпеченими з'єднувальними головками для підключення пожежних рукавів. Отвори патрубків закриваються шиберами. Всередині колонки розташована трубчаста шпонка з муфтою, яка призначена для з'єднання зі штангою гідранта при відкритті та закриванні його затвора.

Нижня частина корпусу гідранта розташована в ґрунті і за допомогою фланцевого з'єднання прикріплена до стандартної пожежної підставки водопроводу. Для зменшення зусиль, що виникають при відкритті і закриванні гідранта, у верхній частині корпусу розташований опорний кульковий підшипник, який закритий кришкою. Для запобігання потрапляння води з корпусу гідранта в різьбове з'єднання гайки і шпінделя (особливо в зимовий час) у кришці встановлені два ущільнювальних кільця.

Для зниження величини гідравлічного удару при роботі гідранта

використовується затвор обтічної форми з фігурними вікнами для проходу води. Його застосування дозволило майже у два рази

Пожежна колонка

Пожежна колонка – знімний пристрій, що встановлюється на пожежний гідрант, призначений для його відкривання та закривання, а також для під'єднання пожежних рукавів.

Пожежна колонка використовується для відкривання (закривання) підземних гідрантів і приєднання пожежних рукавів з метою відбирання води з водопровідних мереж на пожежні потреби.

Колонка пожежна (рисунок 2.14) складається з корпусу, головки і торцевого ключа. У нижній частині корпусу колонки встановлене бронзове кільце з різьбленням для установки на гідрант. Головка колонки має два патрубки з муфтовими з'єднувальними головками для приєднання пожежних рукавів.

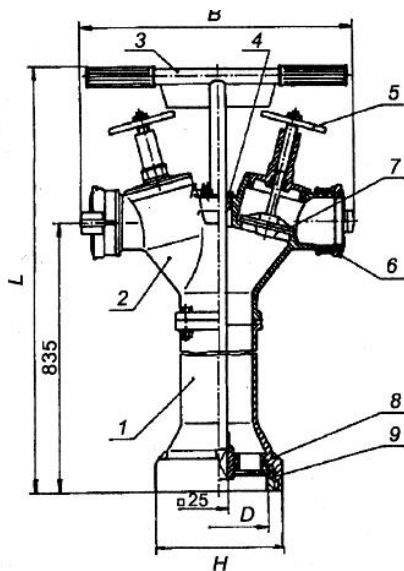


Рисунок 2.14 – Будова колонки пожежної:

1 – нижній корпус; 2 – верхній корпус; 3 – ключ; 4 – ущільнювальний пристрій; 5 – перекриваючий пристрій; 6 – головка; 7 – затворний клапан; 8 – направляюча втулка; 9 – різьбове кільце.

Відкривання і закривання патрубків здійснюється вентилями, що складаються з кришки, шпінделя, тарілчастого клапана, маховичка і чепцевого набивного ущільнення.

Установка колонки на гідрант здійснюється обертанням її за годинниковою стрілкою, а відкривання гідранта і вентилів колонки відповідно обертанням (проти годинникової стрілки) торцевого ключа і маховичком.

Для запобігання гідравлічного удару відкривання гідранта можливе тільки при закритих вентилях колонки.

Це досягається блокуванням торцевого ключа при відкритих вентилях колонки. При цьому шпindel з маховичками знаходиться в площині обертання рукоятки торцевого ключа, що виключає можливість його

обертання і, отже, відкривання гідранта при відкритих вентилях колонки неможливе.

Пожежний кран-комплект

Пожежний кран-комплект – комплект, який складається з крана або вентиля, встановленого на трубопроводі протипожежного водо-постачання і обладнаного з'єднувальною головкою, та напірного рукава з пожежним стволом, призначений для відбирання води на потреби пожежогасіння.

Внутрішній пожежний кран-комплект – пожежний кран-комплект, який встановлюється всередині приміщення, будівлі або споруди.

Зовнішній пожежний кран-комплект – пожежний кран-комплект, який встановлюється поза приміщенням, будівлею або спорудою.

Внутрішні пожежні кран-комплекти слід встановлювати в дос-тупних місцях - біля входів, у вестибюлях, коридорах, проходах тощо. При цьому їх розміщення не повинно заважати евакуації людей.

Пожежні кран-комплекти повинні розміщуватись у вбудованих або навісних шафках, які мають отвори для провітрювання і пристосовані для опломбування та візуального огляду їх без розкривання. Влаштуваючи шафки, слід враховувати можливість розміщення в них двох вогнегасників. Спосіб установлення пожежного кран-комплекта повинен забезпечувати зручність повертання вентиля та приєднання рукава. Напрямок осі вихідного отвору патрубка пожежного кран-комплекта повинен виключати різкий залом пожежного рукава у місці його приєднання.

Встановлювані в будівлях з підвищеною кількістю поверхів відповідно до вимог будівельних норм пристрої (зовнішні патрубки з приєднуваними головками, засувки, зворотні клапани) для приєднання рукавів пожежних машин та подавання від них води у мережі внутрішнього протипожежного водогону повинні утримуватись у постійній готовності для використання в разі необхідності.

У неопалюваних приміщеннях узимку вода з внутрішнього протипожежного водогону повинна зливатись. При цьому біля кран-комплектів повинні бути написи (таблички) про місце розташування і порядок відкривання відповідної засувки або пуску насоса. З порядком відкривання засувки або пуску насоса необхідно ознайомити всіх працюючих у приміщенні. За наявності в неопалюваному приміщенні (будівлі) трьох і більше пожежних кран-комплектів на сухотрубній мережі внутрішнього протипожежного водогону в утепленому місці на вводі необхідно встановлювати засувку з електроприводом. Її відкриття та пуск насоса слід здійснювати дистанційно від пускових кнопок, встановлених всередині шафок пожежних кран-комплектів.

Визначення витрат води на пожежогасіння

Розрахункова витрата на зовнішнє пожежогасіння залежить від розмірів населеного пункту, поверховості будинків та ступеня їхньої вогнестійкості, розмірів виробничих будинків, категорій виробництв і інших факторів. Нормами протипожежного проектування встановлюються величини необхідних секундних витрат для гасіння пожеж у населених місцях і на промислових

підприємствах, а також кількість одночасних пожеж. Таким чином, максимальна секундна витрата води на гасіння пожеж визначається як добуток розрахункової секундної витрати, необхідної для гасіння однієї пожежі, на кількість пожеж

$$Q_{\text{пож}}^c = (q_{\text{пож}} \cdot n + q'_{\text{пож}}), \text{ л/с}, \quad (2.47)$$

Більш детально визначення витрат води на пожежогасіння наведено вище в темі 2.

Тема 2.1.4 Особливості проектування і розрахунку зонних систем водопостачання

- *Галузь використання зонних водопроводів.*
- *Техніко-економічне обґрунтування зонування водопроводів. Зонування гравітаційних систем водопостачання.*
- *Особливості розрахунку зонних водопроводів.*
- *Схеми зонного водопостачання висотних будівель.*
- *Послідовна та паралельна схема подачі води.*
- *Проектування зонних схем водопостачання.*
- *Основні фактори, що впливають на вибір схеми зонування.*

Зонування системи водопостачання зменшує витрати електроенергії на подавання води, але збільшує будівельну вартість системи. Використання зонування доцільне тільки у тому разі, коли економія експлуатаційних затрат (в основному на перекачування води) перевищує зростання будівельної вартості зонованої системи водопостачання. Ось чому необхідне економічне порівняння варіантів, тобто насосних станцій 2-го підйому, які відрізняються за типом і кількістю насосів (у зонованій системі дві різні групи насосів);

магістральних водопровідних мереж та водогонів різної довжини й діаметрів;

водонапірних башт (кількість їх різна, неоднакові висота та об'єми баків); річних експлуатаційних затрат, які відрізняються в першу чергу за рахунок різних затрат електроенергії на подачу води.

Проектування зонних схем водопостачання

Поділ єдиної системи водопостачання на окремі частини для кожної групи споживачів, що пред'являють різnorідні вимоги до подаваної води (напір, ступінь водоподготовки і т.п.), прийнято називати зонуванням системи водопостачання, а самі схеми - зонними. Зонування застосовується як у міських, так і в промислових водопроводах. Зонування знижує неприпустимо високі напори, зменшує витрати електроенергії на підйом води, скорочує виток.

Зонні схеми влаштовують при значній різниці оцінок (вертикальні схеми) і великої довжини охопленої водопроводом території (горизонтальні або

вертикальні схеми), а також при великій різниці вільних напорів, необхідних окремими споживачами. Розрізняють два основних типи зонних схем: паралельне й послідовне.

Однозонна схема водопостачання звичайно виявляється економічно ефективною в малих населених пунктах (з водоспоживанням до 10-12 тис. м³/доб) при перепаді оцінок у межах території міста до 60-70 м; у більших містах - при перепаді оцінок до 40-45 м. У будинку насосної станції для кожної зони встановлені окремі групи насосів, що відрізняються по продуктивності й напору.

Кожна зона розраховується як окремий об'єкт водопостачання. При послідовному зонуванні вода в повному обсязі водо-потреби об'єкта спочатку подається в нижню зону, частину її (у необхідній кількості) транзитом проходить через нижню зону й далі окремою групою насосів передається у верхню зону.

Розподіл на зони при значній різниці відміток або великій території, що, обумовлено найчастіше технічною необхідністю: у найбільше високо розташованій (диктуючій) точці мережі повинен бути забезпечений необхідний вільний напір, а в нижній точці напір не повинен перевищувати 60 м. Зонування може бути здійснено й з метою підвищення економічності системи за рахунок зниження витрат електроенергії насосами на підйом води.

При цьому варто враховувати, що зонування мережі пов'язане зі збільшенням будівельних витрат, тому воно буде доцільно тільки в тому випадку, якщо величина експлуатаційних витрат буде невелика в порівнянні з одним зонним варіантом водопостачання. При зонуванні систем водопостачання завжди знижується сумарна потужність насосних станцій, а, отже, експлуатаційні витрати. У ряді випадків зонування виявляється доцільним винятково з економічних міркувань.

Основними факторами, що впливають на вибір схеми зонування, є:

- форма території міста;
- розташування водо споживачів;
- величина і характер зміни геодезичних відміток місцевості;
- відстань від водного джерела до об'єкта водопостачання.

Якщо питання про доцільність зонування об'єкта вирішено позитивно, то необхідно правильно й економічно обґрунтовано зробити вибір схеми зонування (послідовне або паралельне) і визначити число зон. Економічно найвигідніше число зон відповідає мінімальним наведеним витратам на будівництво та експлуатацію системи, воно визначається техніко-економічними розрахунками при порівнянні варіантів поділу систем на окремі зони з урахуванням дотримання припустимих тисків у мережі. Гідравлічний розрахунок зонних схем проводиться так само, як і звичайних водопроводів, але з урахуванням їх взаємозв'язку та особливо впливу верхніх зон на нижні зони.

Зонування може бути здійснене по «послідовній» або по «паралельній» схемі. У першому випадку окремі зони з'єднуються послідовно (рис. 2.15), у другому випадку зони включені паралельно (рис.2.16)

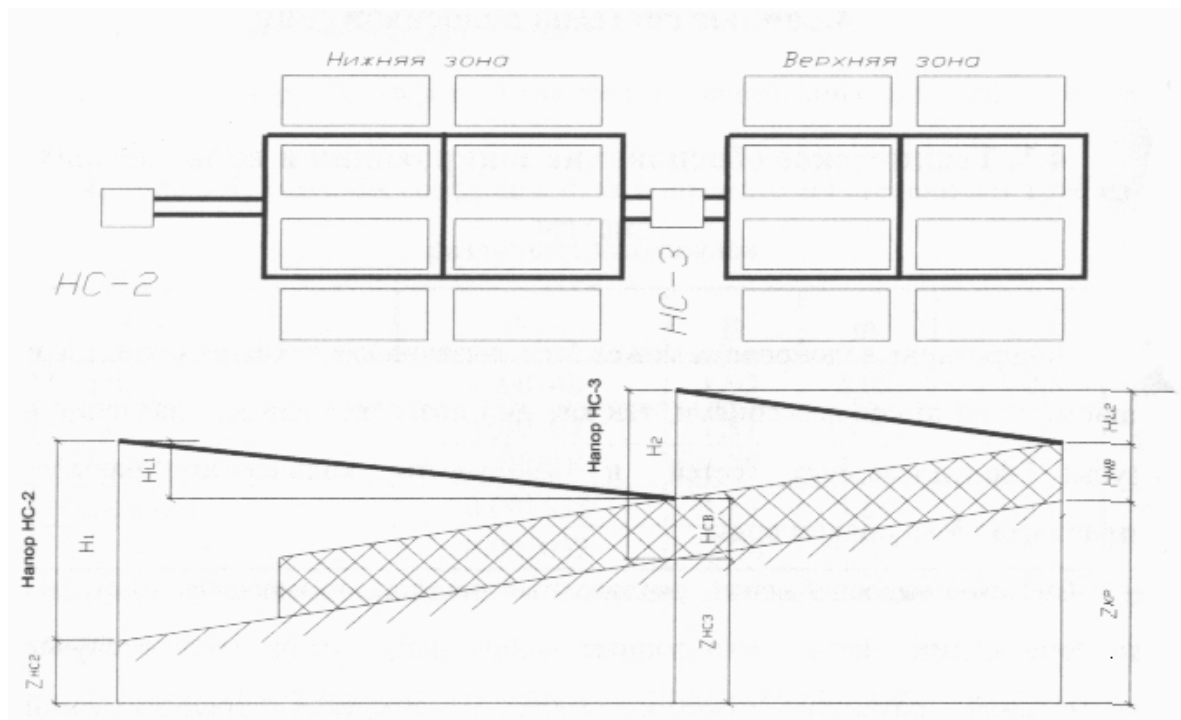


Рисунок 2.15 – Схема послідовного зонування водогінної мережі

При послідовному зонуванні загальна водогінна мережа об'єкта ділиться на дві послідовно з'єднані мережі.

Вода подається головною насосною станцією в кількості $(Q_1 + Q_2)$, що забезпечує потреби обох зон, і під напором H_1 , розрахованим на підйом води до межі між зонами. Тут встановлюється насосна станція НС-3 верхньої зони. Вона бере воду в кількості Q_2 з мережі нижньої зони (безпосередньо або через регулюючу ємність) і подає її під напором H_2 у мережу верхньої зони.

Таким чином, витрата верхньої зони подається транзитом через мережу нижньої зони.

У системах паралельного зонування принципи поділу загальної мережі на мережі верхньої і нижньої зони ті ж самі, але вода подається в мережу кожної зони по окремим водоводам своєю групою насосів, розташованих у загальній головній насосній станції.

Водоводи, що живлять верхню зону, звичайно прокладаються через територію нижньої зони.

Насос нижньої зони подає витрату Q_1 під напором H_1 , необхідним для цієї зони; насос верхньої зони подає витрату Q_2 під значно більшим напором H_2 , тому що насоси другої зони піднімають воду на значно більшу геометричну висоту.

Як видно з рис. 2.16 при паралельному зонуванні значення максимальних напорів для першої та другої зон (у точках примикання водоводів до територій зон) не повинні перевищувати припустимого напору. Варто мати на увазі, що у водоводах, як правило, припустимі тиски значно більші, ніж у мережах, до яких приєднуються будинкові відгалуження.

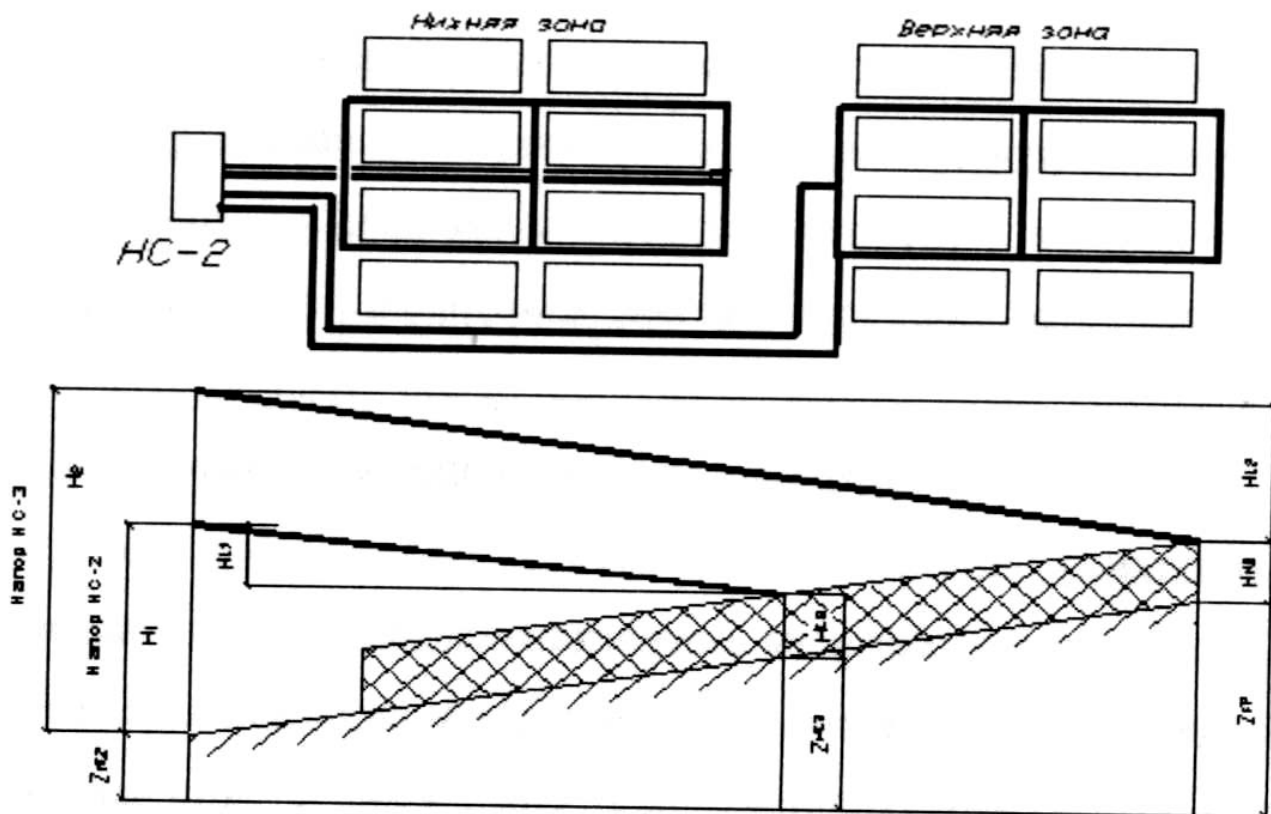


Рисунок 2.16 – Схема паралельного зонування водогінної мережі

Кожна з розглянутих систем зонування має свої переваги і недоліки

Недоліком системи послідовного зонування є необхідність влаштування додаткової окремої насосної станції (для кожної зайвої зони), що пов'язане зі збільшенням витрат на будівництво й експлуатацію. Надійність цих систем нижче, ніж систем паралельного зонування, де має місце незалежна подача води в кожну зону.

До недоліків систем паралельного зонування можна віднести збільшення будівельної вартості водоводів (внаслідок збільшення їхньої сумарної довжини).

Взагалі, будівельна вартість зонованої системи для будь-якого об'єкта буде завжди більше, ніж незонованої.

Техніко-економічне обґрунтування зонування

При зонуванні систем водопостачання завжди знижується (у порівнянні з незонованою системою того ж об'єкта) сумарна потужність насосних станцій й, що саме головне, знижується витрата енергії на підйом води, а, отже, зменшуються експлуатаційні витрати.

У силу цього в ряді випадків зонування систем водопостачання виявляється доцільним винятково по економічних міркувань (навіть тоді, коли воно не диктується необхідністю уникати в мережі тиску, що перевищує припустимий).

Зниження загальної витрати енергії на підйом води в результаті зонування можна легко пояснити, якщо врахувати один з основних недоліків

усякої централізованої системи водопостачання. Він полягає в тому, що в єдиній (незональній) системі водопостачання напір, що повинні створювати насоси, визначається по найбільше несприятливо розташованій водорозбірній точці, тобто найбільш віднесеної від джерела живлення. Інші водорозбірні точки вимагають менших напорів.

Загальна кількість енергії, затрачуваної в одиницю часу насосом при подачі витрати Q л/с на загальну висоту підйому H м, може бути виражено добутком

$$E = Q \cdot H \quad (2.48)$$

Енергія E затрачається на здійснення трьох наступних видів робіт:

1) роботи з підйому необхідних (споживачеві) кількостей води до необхідних відміток

$$E_n = \sum Q_i \cdot H_i \quad (2.49)$$

Підсумовування поширюється на всі точки відбору води із системи;

2) роботи з подолання гідравлічних опорів у трубах при транспортуванні заданих кількостей води до місць її відбору,

$$E_l = \sum q_i \cdot h_i \quad (2.50)$$

де $q_i \cdot h_i$ — розрахункові витрати й втрати напору в ділянках мережі;

3) марної роботи при відборах води під надлишковим напором H .

$$\Delta E_B = \sum Q_i \cdot \Delta H_i \quad (2.51)$$

Тут підсумовування поширюється також на всі точки відбору води.

Загальні витрати енергії $E = E_n + E_l + E_B$. (2.52)

Показником ефективності використання енергії в централізованих системах водопостачання може служити величина:

$$\varphi = \frac{E_n + E_l}{E} = 1 - \frac{E_B}{E} \quad (2.53)$$

Особливості розрахунку зонних систем

При проектуванні зонного водопроводу основними питаннями є вибір числа зон і схеми зонування, рішення цих питань залежить від технічних й економічних міркувань. З технічних міркувань визначають число зон, виходячи з необхідності забезпечити в мережі напори, припустимі технічними умовами експлуатації водопроводу. Розрахункова «висота зони», тобто різниця відміток місцевості в межах зони $\Delta Z = Z_{\text{макс}} - Z_{\text{мин}}$, не повинна перевищувати

$$\Delta Z_{\text{кр}} = H_{\text{макс}} - H_{\text{св}} - h_{\text{л,макс}} \quad (2.54)$$

Як було відзначено раніше, робочий тиск $H_{\text{макс}}$, що може бути допущений у водогінній мережі, у міських водопроводах не повинне перевищувати 60 м.

Якщо різниця $\Delta Z_{\text{кр}}$, обчислена по наведеній формулі, буде перевищувати найбільшу різницю геодезичних відміток у межах території, що обслуговується, то очевидно що система повинна бути розбита на зони.

Якщо зонування влаштовується з економічних міркувань (тобто з метою скорочення вартості енергії на підйом води), то, мабуть, економічно найвигідніше число зон буде відповідати мінімальній величині наведених витрат на будівництво та експлуатацію системи.

Через велике число й розмаїтість факторів, що впливають на висоту зони, економічно найвигідніше значення її може коливатися в широких межах. Для малих міст (з незначною витратою води), залежно від вартості енергії це значення досягає 60-100 м а більше, тобто перевершує значення, гранично припустиме з технічних міркувань. У більших містах економічно найвигідніша висота зони до 25-40 м. Тобто для об'єктів з малою витратою вибір числа зон диктується переважно технічними міркуваннями (дотримання припустимих тисків); з економічних міркувань зонування може бути доцільним для об'єктів з відносно більшим водоспоживанням.

Паралельна та послідовна схема подачі води

Слід зазначити, що в залежності від того, чим можуть бути визвані великі напори в мережі, зонування буває:

- вертикальним,
- горизонтальним.

Вертикальне зонування використовується тоді, коли місцевість має великий перепад позначок. Якщо в найбільш високо розташований точці мережі необхідно забезпечити вільний напір H_v , то в її нижній точці при незонованій системі буде напір

$$H_{\max} = (Z_{\max} - Z_{\min}) + H_v + h, \quad (2.55)$$

де $Z_{\max} - Z_{\min} = \Delta Z$ - максимальна різниця позначок місцевості в межах території, в яку подається вода (рис.1.19);

h - максимальна втрата напору в мережі.

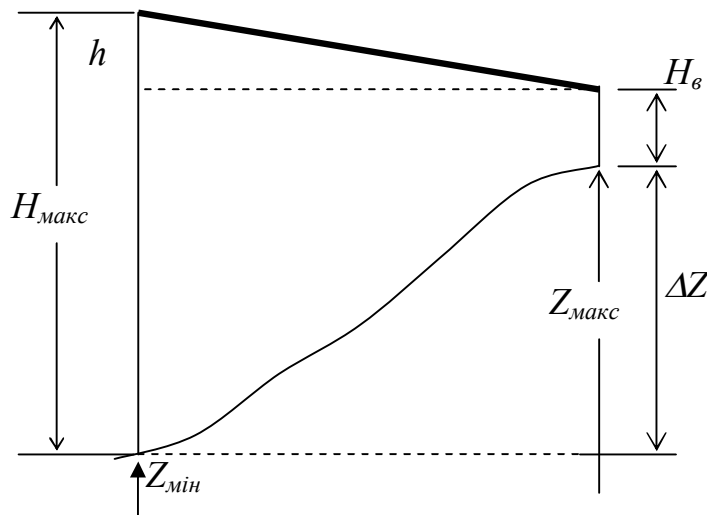


Рисунок 2.17 – Формування напорів в незонованій водопровідній мережі

Якщо одержана величина H_{\max} перевищує допустимі межі, то необхідно розділити мережу на зони з таким розрахунком, щоб в межах кожної зони напір не перевищував допускаємої величини.

Необхідність в горизонтальному зонуванні виникає тоді, коли водопровідна мережа дуже довга. В цьому випадку великі втрати напору можуть привести до $H_{\max} > 60\text{м}$ (рис.2.18).

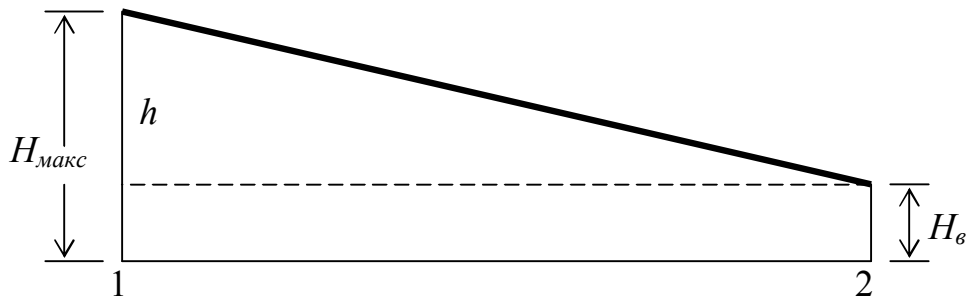


Рисунок 2.18 – Формування напорів в довгій водопровідній мережі

В залежності від того, як організована подача води в зону, розрізняються такі види зонування:

- паралельне зонування;
- послідовне зонування.

При паралельному зонуванні всі зони, які виділяються з загальної мережі, гідравлічно повністю автономні (рис.2.19).

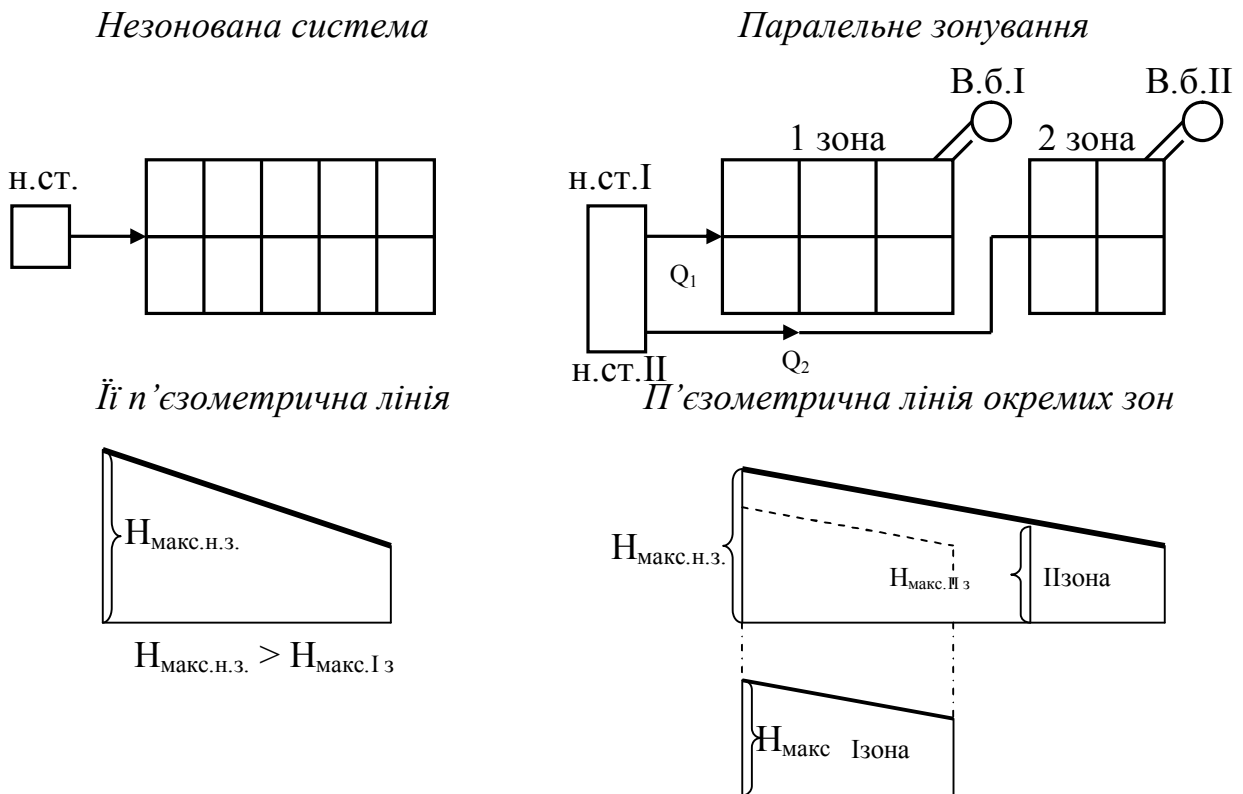


Рисунок 2.19 – Характер п'єзометричних ліній в незонованій і зонованій системах при паралельному зонуванні

При паралельному зонуванні вода подається в мережу кожної зони окремо своїми групами насосів, які можуть бути встановлені на одній насосній станції, але вони мають окремі водоводи і різні напори. Подачі цих груп можуть бути однаковими. За рахунок зонування напір в зонах знижується, хоч напір в водоводах може залишатися таким же (II зона). В кожній зоні при необхідності повинна бути своя водонапірна башта.

При послідовному зонуванні через нижні зони проходять транзитом витрати зон, які розміщені вище. Послідовна схема має вигляд, приведений на рис.2.20.

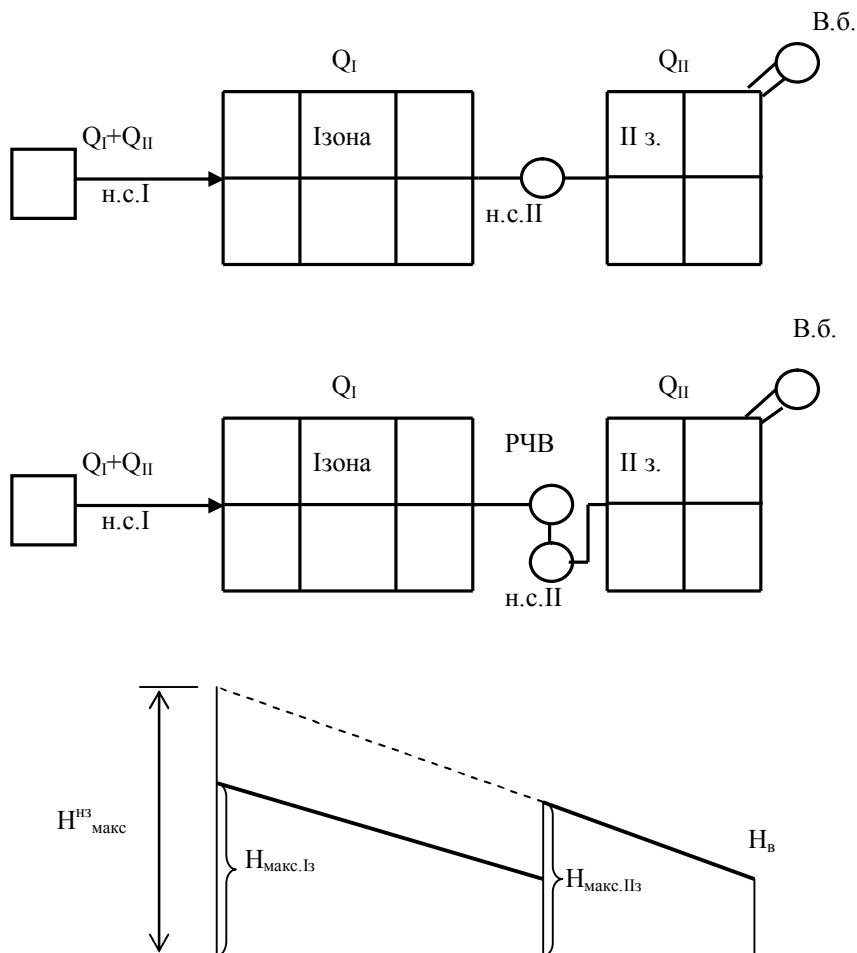


Рисунок 2.20 – Характер п'єзометричних ліній в незонуваних і зонованих системах при послідовному зонуванні

Напори насосних станцій не залежать один від другого. Вони при необхідності можуть бути однаковими, але можуть бути і різними. Насоси верхньої зони можуть брати воду або безпосередньо з мережі нижньої зони або з проміжного резервуара, який одночасно може служити джерелом живлення насосів II зони і контррезервуаром для нижньої зони.

При зонуванні систем водопостачання загальна потужність насосних станцій знижується, зменшується витрата енергії, а отже і експлуатаційні витрати.

Органічним недоліком централізованої системи являється те, що напір насосів в ній визначається необхідним напором в невідгідній точці, яка, як правило, сама далека і висока. Для решти точок напори будуть автоматично забезпечуватися, а для цього в них створюються деякі надлишки напорів. Розглянемо, як витрачається енергія в водоводі з кількома відборами Q_i і одним насосом.

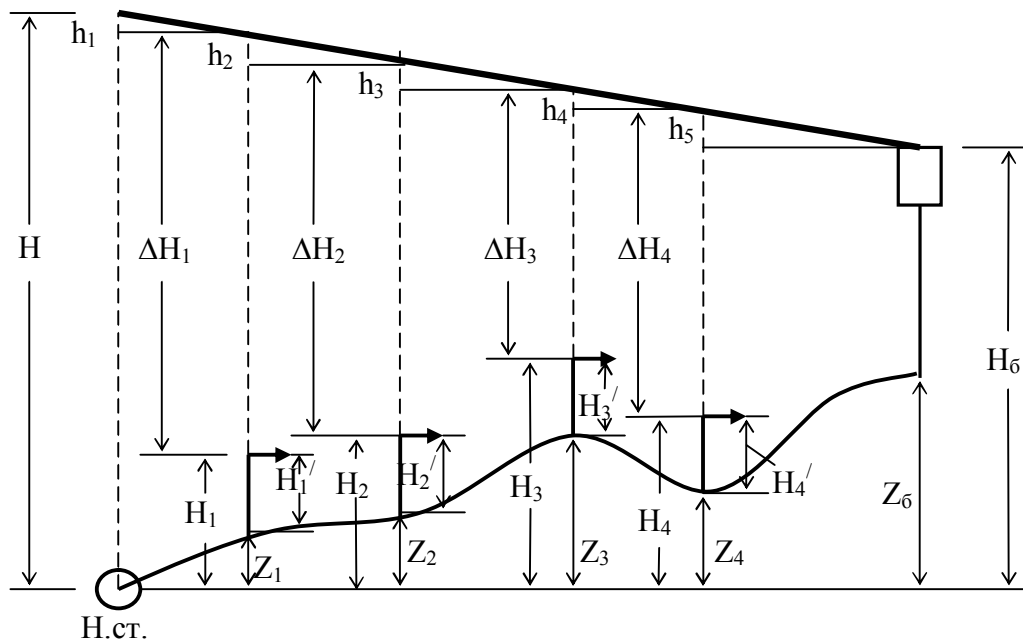


Рисунок 2.21 – Формування напорів в незонуваній системі

Загальна кількість енергії, як витрачається в одиницю часу насосом при подачі витрати Q на загальну висоту підйому H , може бути виражена добутком

$$E = \rho g Q H. \quad (2.56)$$

Ця енергія витрачається на виконання:

- роботи на підймання потрібних споживачам кількостей води Q_i до необхідних висот H_i , які складаються з позначки землі Z_i і висоти розміщення точки відбору над рівнем землі H_i' :

$$E_T = \sum_1^n \rho g Q_i H_i, \quad (2.57)$$

де n - кількість точок відбору;

- роботи по переборюванні гідравлічних опорів в трубах при транспортуванні необхідних кількостей води до місць її відбору:

$$E_T = \sum_1^n \rho g q_{i-k} h_{i-k}, \quad (2.58)$$

де q_{i-k} і h_{i-k} - розрахункові витрати і втрати напору в ділянках мережі;
 - марної роботи при відборах води з надлишковим в порівнянні з необхідним напором :

$$E_H = \sum_1^n \rho g Q_i \Delta H_i \quad (2.59)$$

Загальна кількість енергії, яка витрачається в одиницю часу насосом, являє собою суму цих трьох компонентів

$$E = E_G + E_T + E_H \quad (2.60)$$

З цих трьох компонентів тільки перший E_G - це корисно витрачена енергія. Вона для розрахункової години являється заданою і не може бути зміненою. Другий компонент E_T являє собою енергію, яка хоч і втрачена для споживача, але необхідна для транспортування води. Величина цього компоненту знаходиться після техніко-економічного розрахунку мережі з визначенням найбільш вигідних економічних діаметрів труб. Очевидно, що бажання знизити E_T приведе до зменшення h_i і порушення найвигіднішого співвідношення будівельних і експлуатаційних витрат.

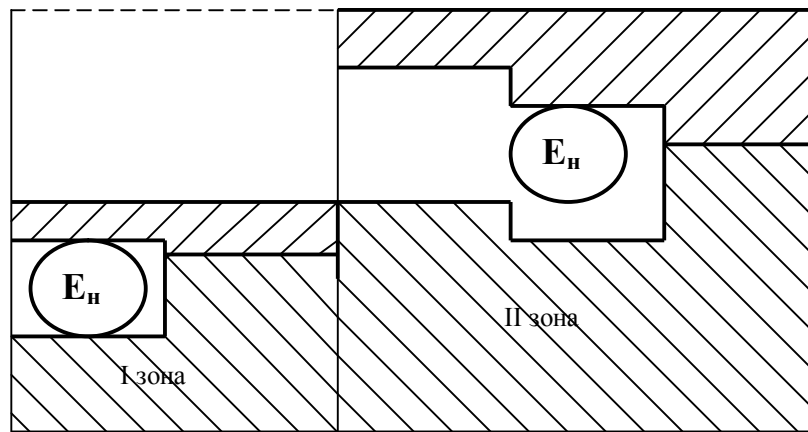


Рисунок 2.22 - Схема використання енергії в зонованій системі

Третій компонент E_H - органічна вада централізованих систем водопостачання. Обслуговування єдиною системою споживачів, які відбирають воду з мережі на різних позначках H_i , приведе до того, що насосна станція повинна подавати всю воду під напором, який необхідний для одного високорозміщеного і віддаленого споживача.

Показник ефективності використання енергії в централізованих системах водопостачання може бути оціненим співвідношенням

$$\varphi = \frac{E_G + E_T}{E} = 1 - \frac{E_H}{E} \quad (2.61)$$

Підвищити ефективність використання енергії можна за рахунок зменшення E_H . Це можна зробити зонуючи загальну систему водопостачання. Одночасно із зменшенням надлишкових напорів зменшуються витрати і нераціональне витрачання води.

Зонні системи влаштовуються також в гравітаційних системах (рис.2.23), коли тиск в низьких зонах перевищує допустимий. При цьому роль гасителів напору відіграють резервуари.

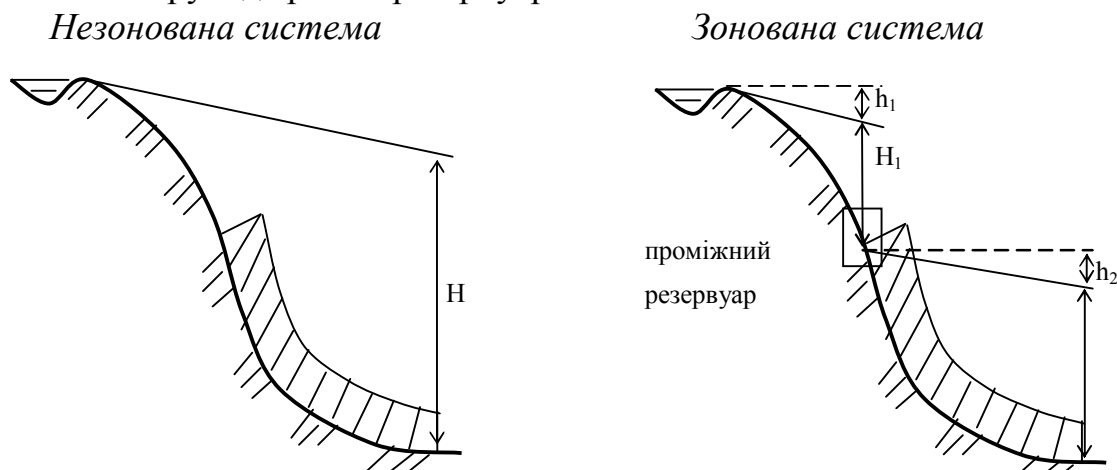


Рисунок 2.23 – Зонування гравітаційних водопроводів

Тема 2.1.5 Конструкція водопровідної мережі

- Водонапірні башти і резервуари.
- Надземна, підземна наземна прокладка мережі.
- Види регулюючих і запасних ємностей.
- Пневматичні установки.
- Улаштування і обладнання водонапірних башт.
- Напірні і безнапірні резервуари.

Ємності, які використовуються в системах водопостачання, можуть бути класифіковані за кількома ознаками:

а) За їх призначенням (за функціональними ознаками):

- 1) Регулюючі.
- 2) Запасні.
- 3) Запасно-регулюючі.

б) За способом одержання з них води (подача води в мережу):

- 1) Напірні, які забезпечують необхідний напір для безпосередньої подачі води в водорозподільчу систему.
- 2) Безнапірні, з яких вода повинна забиратися насосами.

в) За конструкцією напірні ємності діляться на такі типи:

- 1) Водонапірні башти (напір в них забезпечується встановленням резервуару на підтримуючі конструкції необхідної висоти).
- 2) Напірні резервуари (напір в них забезпечується встановленням резервуару на природних підвищеннях з потрібними позначками).
- 3) Водонапірні колони (займають проміжне положення між наземними резервуарами і баштами).

4) Пневматичні водонапірні установки (напір в них створюється тиском стиснутого повітря на поверхню води в герметично закритих резервуарах).

Правильний вибір кількості і об'єму регулюючих ємностей – задача, як економічна, так і технічна.

Розподіл повної розрахункової регулюючої ємності між кількома баштами і резервуарами і їх правильне розміщення на місцевості може значно знизити витрати води, яка надходить в них чи виходить з них в окремі години роботи системи, полегшити роботу мережі і знизити її вартість.

Всі пневматичні установки можуть бути двох типів: змінного і постійного тиску. Пневматична напірно-регулююча установка змінного тиску виконується за схемою, приведеною на рисунку 2.24.

До пуску в роботу в установці за допомогою компресору створюється тиск P_{\min} . З подачею води від насосної станції, якщо $Q_n > Q_m$, надлишок води поступає в резервуар 2 і стискає повітря, яке знаходиться в резервуарах 1 і 2. При цьому тиск в них почне підвищуватися, а з досягненням верхнього рівня води стане рівним P_{\max} . Із збільшенням водоспоживання, коли $Q_m > Q_n$, вода з резервуару 2 почне надходити в мережу, а тиск буде падати до P_{\min} . При тиску в системі рівному P_{\min} напір буде рівним потрібному. При $P > P_{\min}$ пневматична система буде працювати під тиском більшим, ніж потрібний. Це в порівнянні в баштою вимагає підвищення напору насосів. Крім того, при зміні тиску в широких межах ККД насосів не може бути оптимальним.

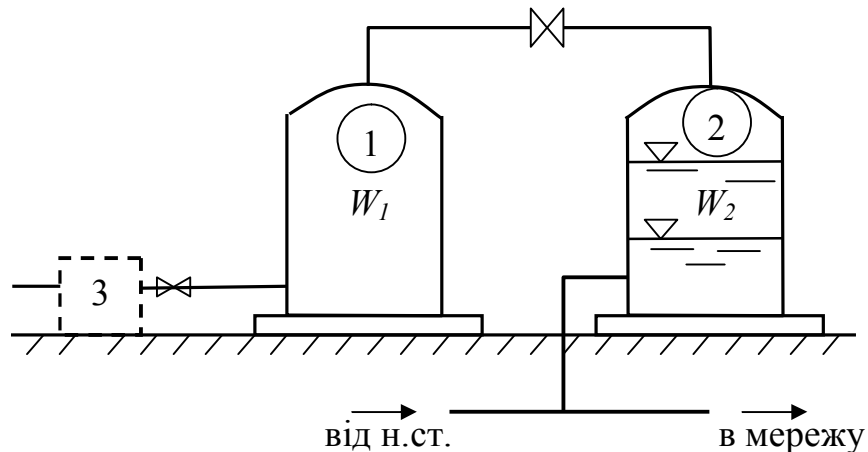


Рисунок 2.24 - Схема пневматичної установки змінного тиску

1 – повітряний резервуар, 2 – водоповітряний резервуар, 3 – компресор (встановлюється при необхідності).

Для періодичного поповнення втрат повітря передбачається компресор, який включається на короткий час по мірі необхідності. Він може бути стаціонарним або привозним.

Співвідношення між об'ємами водяного і повітряного резервуарів залежить від прийнятого при розрахунку діапазону коливань тисків в системі.

Якщо в водяному резервуарі зберігається також пожежний або аварійний запас води, то він повинен бути врахованим при визначенні необхідної ємності резервуарів для забезпечення потрібних тисків. Значення тисків повинні бути перевірені також на випадок витрати пожежного чи аварійного запасу.

В пневматичних установках постійного тиску (рис.2.25) на трубі, яка з'єднує повітряний резервуар з водоповітряним, передбачають редукційний клапан, який регулює тиск.

Пневматичні установки постійного тиску вимагають безперервної роботи компресора. Додаткова витрата електроенергії для роботи компресора перевищує витрату, яка необхідна для створення надлишкового тиску в установках змінного тиску. Тому установки постійного тиску використовуються тільки тоді, коли коливання тиску в мережі не припустимо (системи промвдодопстачання).

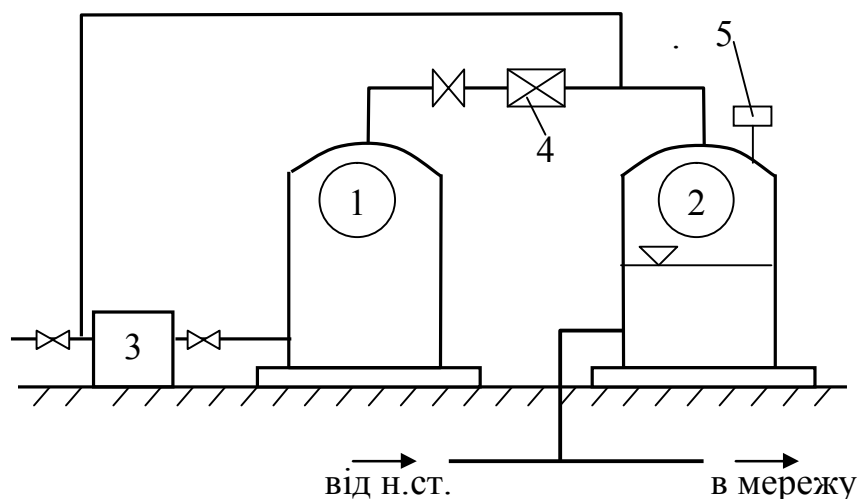


Рисунок 2.25 – Схема пневматичної установки постійного тиску
1 – повітряний резервуар, 2 – водоповітряний резервуар, 3 – компресор, 4 – редукційний клапан, 5 – запобіжний клапан

Конструктивно пневматичні установки можуть оформлятися у вигляді горизонтальних і вертикальних резервуарів. Вони встановлюються або в спеціальному будинку, або в будинку з насосною станцією, або під землею. Пневматичні установки широкого розповсюдження у нас не одержали. Автоматизовані пневматичні установки мають деяке використання в селищних водопроводах.

На відміну від пневматичних установок водонапірні башти мають відкритий рівень води, на який діє атмосферний тиск. Основними елементами всякої водонапірної башти являється резервуар або бак і підтримуюча конструкція – стовбур (рис.2.26). Навколо баку улаштовується шатро. Баки в більшості випадків виконуються круглої форми в плані із залізобетону або сталі. На промислових підприємствах при наявності двох чи кількох мереж, які потребують різного напору, улаштовують башти з двома і більше баками, які розміщують на різній висоті.

Кожна башта обладнується необхідними трубопроводами, які забезпечують її нормальну роботу.

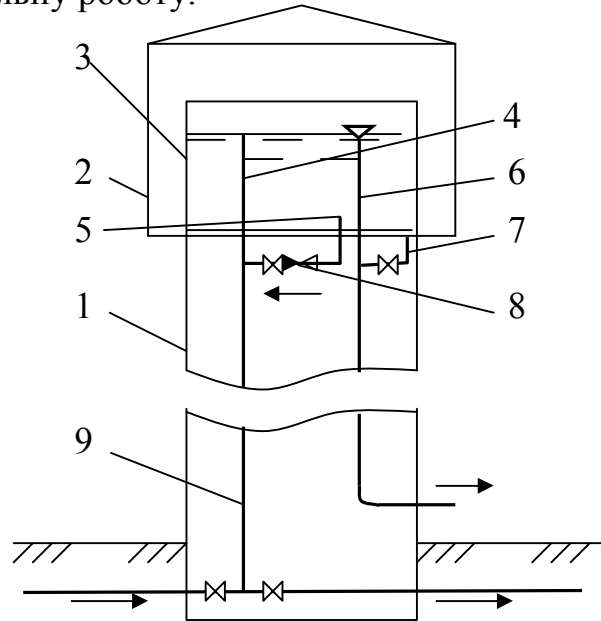


Рисунок 2.26 – Конструкція водонапірної башти

1 – стовбур, 2 – шатро, 3 – бак, 4 – подаючий трубопровід, 5 – відвідний трубопровід, 6 – переливний трубопровід, 7 – грязевідвідна труба, 8 – зворотний клапан, 9 – подавально-відвідна труба.

Для збереження води від замерзання і засмічення навколо баку робиться шатро. Шатро виконують полегшеної конструкції із залізобетону або дерева. Відстань між стінками баку і шатра повинна бути не менше, ніж 0,7-0,8 м. Для підйому в шатро в башті улаштовують драбини. При достатній циркуляції води в баці шатро може не влаштовуватися.

Підтримуюча конструкція або стовбур виконується у вигляді суцільного циліндра з цегли, бетону або залізобетону; системи колон з металу, залізобетону або дерева чи решітчастої конструкції у формі башти Шухова (рис.2.27). Простір в середині стовбура башти в вітчизняній практиці використовується в якості службового приміщення управлінь, які експлуатують системи водопостачання. В зарубіжній практиці в середині стовбуру влаштовуються ресторани, готелі і т.п.

Під стовбуром башти влаштовується підвальне приміщення, в якому розміщується запірно-регулююча арматура.

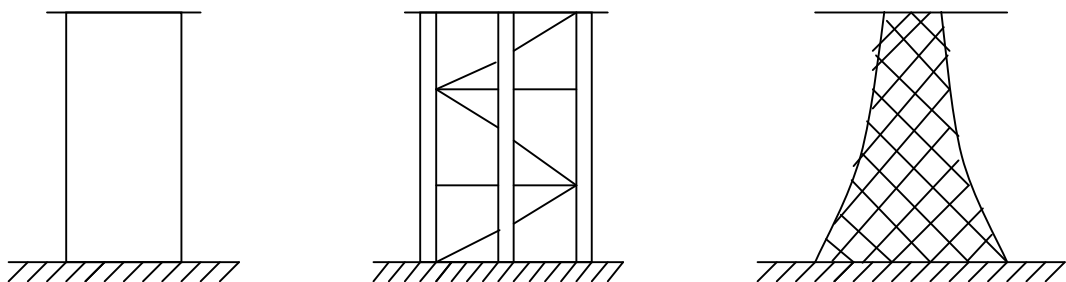


Рисунок 2.27 – Схеми стовбурів водонапірних башт

Для обладнання башти використовуються звичайно сталеві труби. На вертикальних трубах встановлюються сальникові компенсатори для сприйняття температурних змін довжини труб. В невеликих баштах підтримуюча конструкція може бути виконана у вигляді “шпильки” з подавально-відвідного трубопроводу. Якщо підтримуюча конструкція не суцільна, подавально-відвідний трубопровід повинен мати теплову ізоляцію, яка захищає труби від замерзання.

Башта обладнується сигналізаційними улаштуваннями, які передають інформацію про рівень води в баці на насосну станцію або в диспетчерський пункт водопровідного господарства. Башта виконує не тільки технологічне навантаження але і являється елементом архітектурних ансамблів.

При необхідності зберігання в баці значних об’ємів води і при допустимості зниження напорів в аварійних умовах замість водонапірних башт можуть використовуватись водонапірні колони (рис.1.30). Водонапірна колона являє собою циліндричний резервуар, який встановлюється на поверхні землі і має висоту, що відповідає висоті водонапірної башти.

При нормальному режимі роботи водопроводу може бути використана лише верхня частина об’єму колони, яка розміщена на висоті, що відповідає необхідним вільним напорам в водопровідній мережі. Нижня частина об’єму колони служить для зберігання аварійного запасу води.

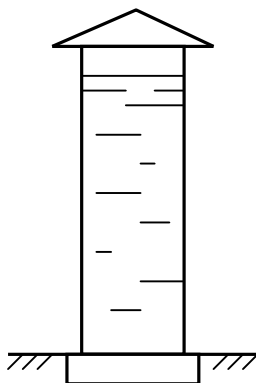


Рисунок 2.28 – Водонапірна колона

Водонапірні колони знаходять широке використання в системах водопостачання металургійних заводів. До недоліків водонапірних колон можна віднести можливість застою води в них і отже зниження її якості. Однак це має значення тільки для господарсько-питних водопроводів.

Значні запаси води в водопровідних системах зберігаються в резервуарах. Резервуари можуть бути напірними (активними) і безнапірними (пасивними).

Напірні резервуари працюють так, як і водонапірні башти. Тому вони повинні влаштовуватись у вигляді “нагірних” резервуарів скрізь, де дозволяє рельєф місцевості. З безнапірних резервуарів вода в систему може надходити тільки за допомогою насосів. Типовим прикладом безнапірних резервуарів являється РЧВ біля насосної станції II підйому.

В сучасних системах водопостачання переважне розповсюдження одержали залізобетонні резервуари самих різноманітних форм. Обмежене використання мають сталеві, цегляні резервуари і резервуари у вигляді копаних в землі водосємів з різного роду одежею.

Резервуари можуть бути круглими і прямокутними в плані. Діаметр круглих резервуарів може бути від 4,7м до 25,4м. Висота резервуару від 3,5м до 4,5м. В резервуарах великої ємності для виключення застоїв передбачаються направляючі перегородки, які забезпечують періодичну заміну води. Для забезпечення нормальної роботи резервуарів вони повинні мати відповідне обладнання (рис.2.29).

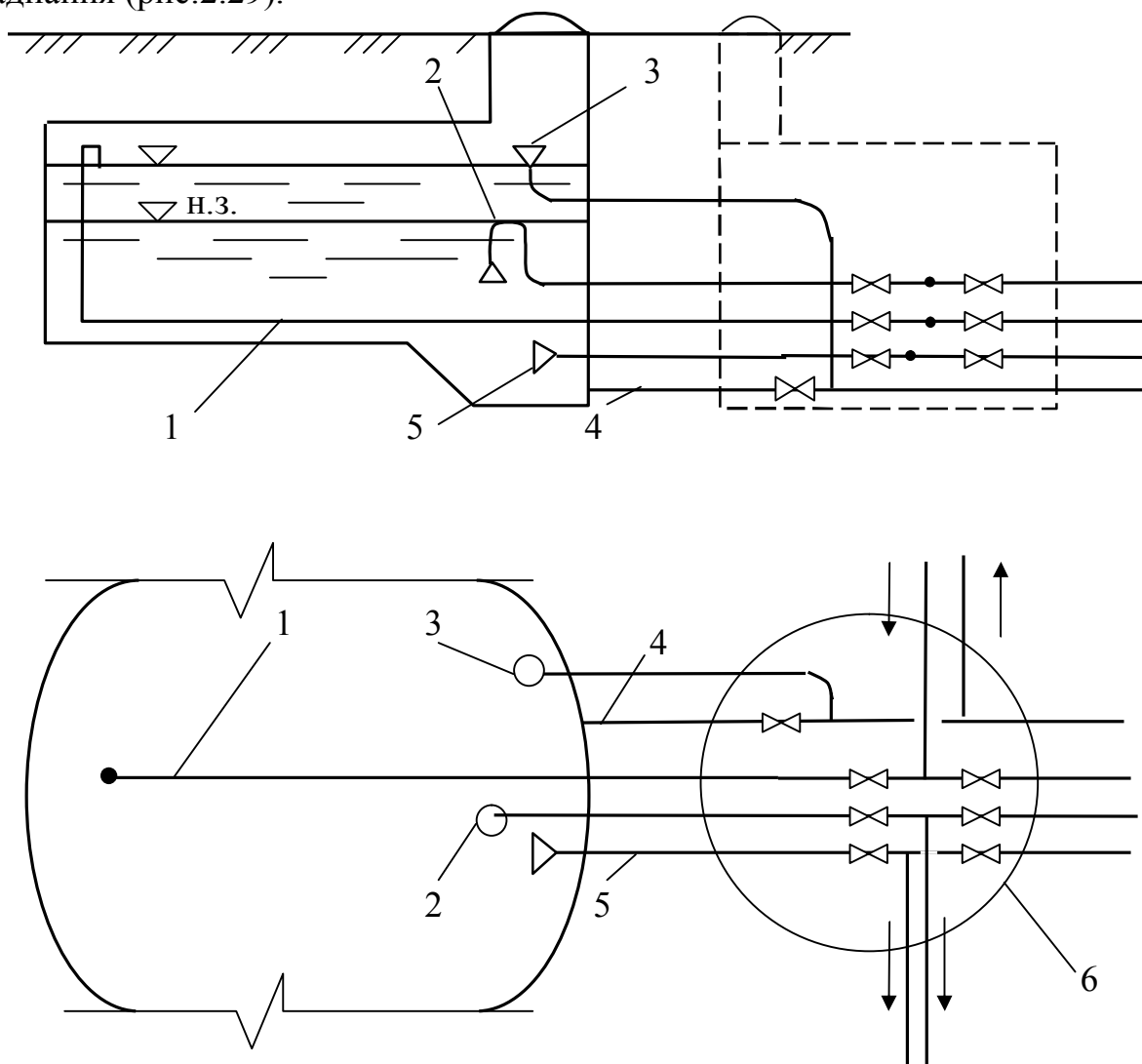


Рисунок 2.29 – Обладнання резервуару

1 – подавальний трубопровід, 2 – відвідний трубопровід (всмоктувальний трубопровід насосної станції II підйому), 3 – переливний трубопровід, 4 – зливний трубопровід, 5 – всмоктуючий трубопровід пожежних насосів, 6 – камера перемикань.

Недоторканий запас забезпечується спеціальною будовою відвідного трубопроводу або з допомогою спеціального колодязя, який відкритий зверху (рис.2.30).

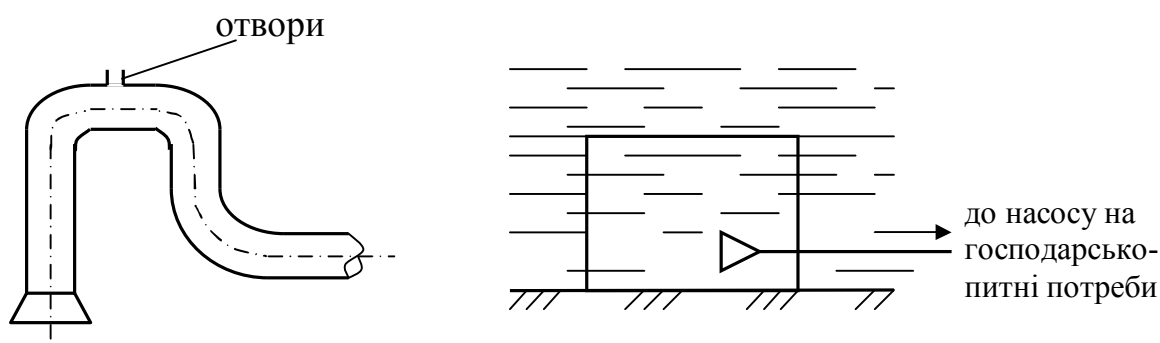


Рисунок 2.30 - Схема пристроїв для збереження недоторканих запасів води в резервуарах

Недоліком безнапірних резервуарів є необхідність улаштування насосної станції.

Резервуари чистої води служать для регулювання нерівномірності роботи насосних станцій I і II підйомів і збереження води на протипожежні, господарсько-питні і виробничі потреби на час гасіння пожежі.

Отже, ємкість резервуарів чистої води відповідно до їх призначення може бути визначена по формулі

$$W_{p.ч.в.} = W_{рег} + W_{н.з.} \quad (2.62)$$

де $W_{p.ч.в.}$ — ємкість резервуару чистої води; $W_{рег}$ — регулююча ємкість, яка призначається для регулювання нерівномірності роботи насосних станцій; $W_{н.з.}$ — недоторканий протипожежний запас води.

Крім того, в резервуарах іноді зберігається аварійний запас $W_{a.в.}$ на час ліквідації аварії у разі прокладки одного водовода і запас для промивки фільтрів $W_{ф.}$ З урахуванням цього формула (1.62) прийме вигляд

$$W_{p.ч.в.} = W_{рег} + W_{н.з.} + W_{a.в.} + W_{ф.} \quad (2.63)$$

Регулюючий об'єм води може бути визначений графоаналітичним і табличним способом на основі аналізу роботи насосних станцій I і II підйомів, оскільки насосна I підйому подає воду в резервуари, а насосна II підйому відкачує її з них.

Регулююча ємкість резервів може бути визначена і табличним способом

Недоторканий пожежний запас води може бути порахований як сума об'ємів на пожежегасіння і господарсько-виробничі потреби:

$$W_{н.з.} = W_{пож} + W_{госп.} \quad (2.64)$$

де $W_{пож}$ — запас води, необхідний для гасіння пожежі протягом 3 г;

$W_{госп.}$ - запас води на господарсько-виробничі потреби, необхідний на час гасіння пожежі, тобто на 3 год.

Змістовий модуль 2.2 Водопровідні мережі та споруди на них

Тема 2.2.1 Основи проектування і розрахунків водопровідних мереж і водоводів

- *Призначення водопровідної мережі і її конфігурація.*
- *Трасування водопровідних мереж.*
- *Типи водопровідних мереж.*
- *Задачі, які розв'язуються при проектуванні водопровідних мереж.*
- *Принципи трасування водопровідних мереж.*
- *Розрахункові випадки роботи водопровідних мереж, та схема розбору води з мережі.*
- *Послідовність проектування і гідравлічний розрахунок водопровідної мережі. Умови розміщення ліній водоводів та мереж.*
- *Визначення розрахункових витрат ділянок мережі.*
- *Визначення діаметрів ділянок і втрат напору в них.*

Принципи трасування мереж

Трасування – це надання мережі на плані певної конфігурації, яка залежить від планування об'єкта та його форми, вимог надійності, наявності природних і штучних перешкод, рельєфу місцевості тощо; місця введення водогонів у мережу.

У водопровідних мережах середніх та великих міст, зазвичай, розрізняють магістральну мережу (діаметри більше від 300 мм) і розподільну (діаметри 100...300 мм). Для малих міст та сіл такого розподілу немає, оскільки там діаметри не перевищують 300...350 мм.

Водоводи являють собою напірні (або безнапірні) трубопроводи призначені для транспортування води між окремими спорудами, наприклад від насосної станції II підйому до водогінної мережі.

➤ Водоводи повинні відповідати наступним основним вимогам: мати достатню пропускну здатність для подачі необхідної кількості води під необхідним натиском;

➤ витрати на будівництво й експлуатацію водоводів повинні бути мінімальними;

➤ забезпечувати надійність і безперебійність роботи.

Кількість ліній водоводів варто приймати з урахуванням категорії системи водопостачання та черговості будівництва.

Трасування водогінної мережі визначається наступними умовами:

- продуктивністю водопроводу;
- конфігурацією населеного пункту;
- рельєфом місцевості;
- наявністю природних перешкод (ріки, озера, яри, і т.д.);
- наявністю інших комунікацій (газопроводи, ЛЕП, каналізаційні колектори, залізниця.);

- розташуванням на плані міста великих споживачів води;

При трасуванні потрібно врахувати наступне:

- магістралі повинні розташовуватися уздовж основного напрямку руху води в місті;
- до кожного споживача вода повинна подаватися найкоротшим шляхом;
- мережа повинна як можна повніше охоплювати зону поселення;
- необхідно враховувати перспективу розвитку населеного пункту;
- варто перетинати мінімальне число природних перешкод;
- траси трубопроводів бажано прокладати поблизу автодоріг і проїздів, паралельно лініям забудови, поза асфальтовими й бетонними покриттями; при доцільності з використанням існуючих мостових або інших переходів;
- перетинання проїздів та інших комунікацій повинне здійснюватися під прямим кутом;
- водоводи повинні подавати воду найкоротшим шляхом до основних споживачів (наприклад, до підприємств, до водонапірної башти);
- для забезпечення надійності водопостачання число ліній водоводів повинне бути не менше двох, які з'єднуються перемичками;
- водоводи повинні забезпечувати мінімальну геометричну висоту подачі води насосами, а також мінімальні витрати електроенергії;
- перетинати мінімальне число природних перешкод;
- траси трубопроводів повинні бути легко доступні для експлуатації та проведення ремонтних робіт.

Водоводи прокладають паралельно поверхні землі нижче глибини промерзання. У найвищій точці (за геодезичною відміткою) водовода встановлюється вантуз, а в нижній - випуски для спорожнювання трубопроводів.

Для сприйняття температурних деформацій на водоводах устоюються компенсатори.

Для забезпечення потоку води в одному напрямку на водоводах (найчастіше на насосній станції) установлюють зворотні клапани. Для попередження гідравлічних ударів водоводи обладнаються апаратурою, що не допускає підвищення тиску понад розрахунковий.

Водопровідна мережа - один з елементів системи водопостачання, який тісно пов'язаний з рештою елементів. Зміна гідравлічного режиму мережі робить вплив на роботу других елементів. Крім того, мережа розподіляє воду між окремими споживачами. Тому мережа повинна задовольняти слідуючим вимогам:

- вона повинна забезпечувати подачу заданих об'ємів до всіх споживачів під необхідним напором ;
- мережа повинна забезпечувати надійність і безперебійність роботи;
- наведені вище вимоги повинні бути забезпечені при мінімальних капітальних і експлуатаційних витратах.

Виконання цих вимог досягається правильним вибором типу мереж і їх елементів.

При проектуванні мережі водопостачання доводиться розв'язувати такі задачі:

- а) вибір типу мережі;
- б) трасування мережі і вибір місця розміщення башти;
- в) вибір матеріалу труб мережі;
- г) визначення розрахункових витрат всіх ліній мережі;
- д) визначення діаметрів всіх ліній мережі;
- е) визначення втрат напору в усіх ділянках мережі;
- ж) визначення п'єзометричних позначок в характерних точках мережі і побудування п'єзометричних ліній;
- з) визначення необхідної висоти водонапірної башти і напору насосів, які подають воду в мережу, для забезпечення необхідних режимів;
- и) конструювання водопровідної мережі і вибір обладнання.

При проектуванні водопровідних мереж їх тип вибирається в залежності від тих вимог, які ставлять споживачі. В залежності від необхідної надійності водопровідні мережі бувають:

- тупиковими або розгалуженими (рис.1.33 а);
- кільцевими (замкнутими) (рис.1.33 б);
- комбінованими (змішаними) (рис.1.33 в).

При аваріях на головних ділянках тупикової (розгалуженої) мережі подача в слідуючі за ними ділянки припиняється. При аварії на головних ділянках кільцевої мережі ділянка, на якій відбулася аварія, вимикається, а інші одержують живлення.

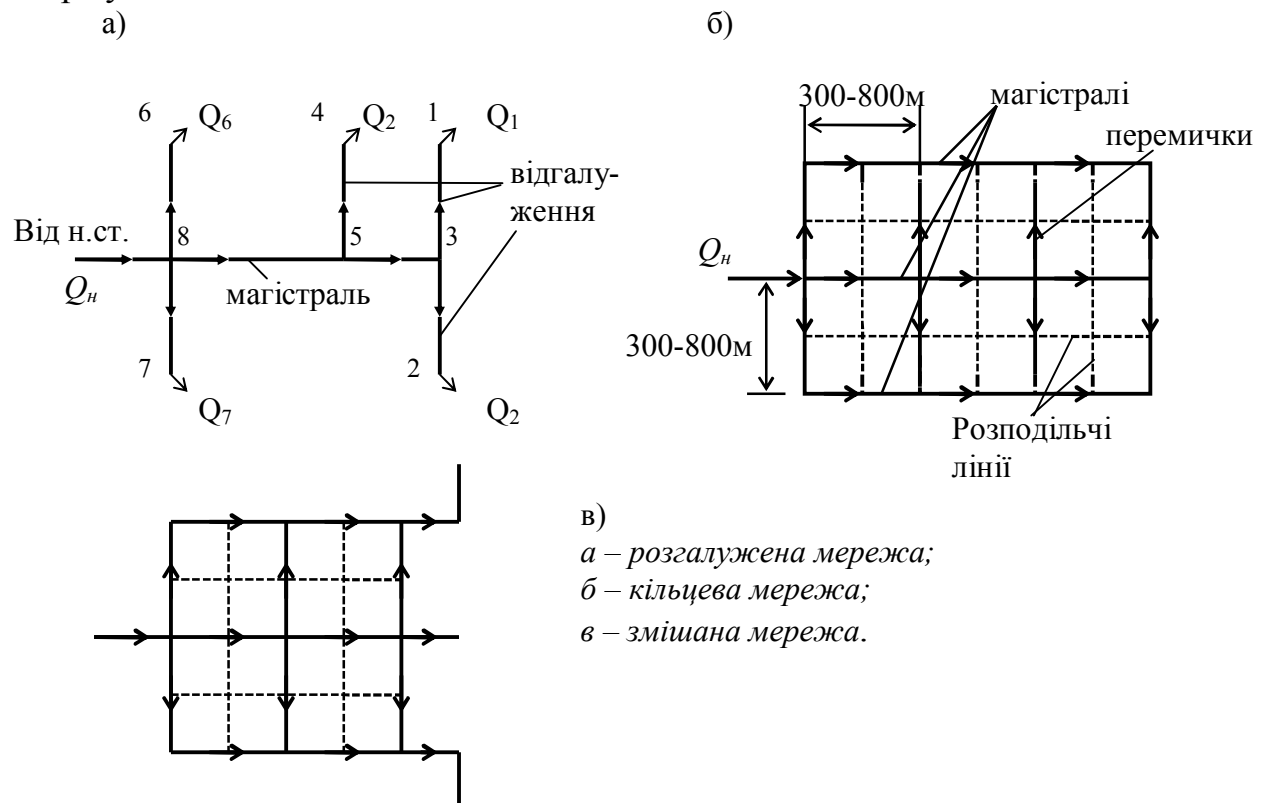


Рисунок 2.31 – Види водопровідних мереж

Кільцева мережа також пом'якшує гідравлічні удари. Але кільцева мережа дорожча тупикової, бо вона довша. Тому кільцева мережа передбачається в випадках, коли необхідна безперебійність водопостачання (господарсько-питні мережі, єдині господарсько-питні і протипожежні мережі, ряд виробничих мереж, протипожежні мережі), а тупикові в тих випадках, коли безперебійність водопостачання не є визначальною (мережі невеликих селищ, виробничі водопроводи, які допускають перебої в водопостачанні). Комбіновані мережі займають проміжне місце між тупиковими і кільцевими мережами.

Техніко-економічні показники мереж залежать від раціональності їх трасування, тобто геометричного нарису в плані.

Розміщення ліній водопровідної мережі визначається:

- характером планування забезпечуемого водою об'єкту, розміщенням окремих споживачів води, розміщенням проїздів, формою і розмірами жилих кварталів, цехів, зелених насаджень і т.п.;
- наявністю природних і штучних перешкод для прокладки труб (річок, каналів, ярів, залізничних колій і т.п.);
- рельєфом місцевості;
- роллю ліній в мережі водопостачання.

При трасуванні водопровідних мереж слід виходити з того, що магістралі повинні рівномірно охоплювати об'єкт водопостачання. Вони повинні проходити по головним напрямам. Крім того, необхідно прагнути до того, щоб подача води в окремі райони і до великих зосереджених споживачів відбувалася найбільш коротким шляхом, але при цьому необхідно, щоб подача забезпечувалась не менше, ніж двома шляхами. Магістралі слід прокладати по місцевості з найбільшими позначками, а при наявності перешкод – перпендикулярно до них. Відстань між повздовжніми магістральними лініями і магістральними перемичками повинна бути в межах 300-800 м. Якщо в водопровідній мережі магістралі не виділяють, то такі мережі називаються знеособленими. Розподільчі мережі трасують по проїздам так, щоб відстань між ними була в межах не більше 250-300 м.

Після трасування на місцевості з самою високою абсолютною позначкою передбачається установка водопровідної башти.

Вибір матеріалу і класу міцності труб для водоводів і водопровідних мереж слід проводити на основі статичного розрахунку з врахуванням санітарних умов, агресивності ґрунту і транспортуємої води, а також умов роботи трубопроводів. Для напірних водоводів і мереж, як правило, слід використовувати неметалеві труби: залізобетонні напірні, азбестоцементні водопровідні, поліетиленові, а також чавунні напірні труби. Для водоводів можуть також використовуватись сталеві труби. Більш детально питання буде розглянуте нижче.

Для визначення розрахункових витрат окремих ділянок водопровідної мережі необхідно встановити найбільш близьку до дійсності картину віддачі води мережею в розрахункові моменти її роботи. Якщо число водорозбірних точок невелике і витрата в кожній точці визначена, то в розрахунковій схемі

можна врахувати всі ці витрати. Це має місце в невеликих мережах.

Розглянемо ділянку такої мережі. Точку відбору води з лінії будемо називати вузлом. Назвемо лінію між двома суміжними вузлами **ділянкою** мережі. Нехай вода поступає в вузол 3 від н.ст. (рис.2.34) і рухається мережею в напрямку, показаному стрілками.

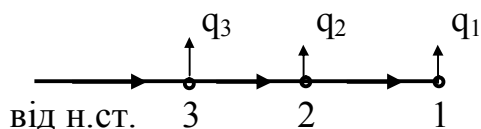


Рисунок 2.32 – Схема розбору води з тупикової мережі

Тоді витрату кожної ділянки можна визначити шляхом простого складання відповідних витрат:

$$q_{1-2} = q_1; \quad q_{2-3} = q_1 + q_2; \quad q_{н.ст.} = q_1 + q_2 + q_3 .$$

Але якщо розглянути ділянку міської мережі, то картина буде дуже складною тому, що до магістральних ліній підключається велика кількість введів будинків і розподільчих мереж. Реальна картина буде виглядати так, як показано на рисунку 2.33:

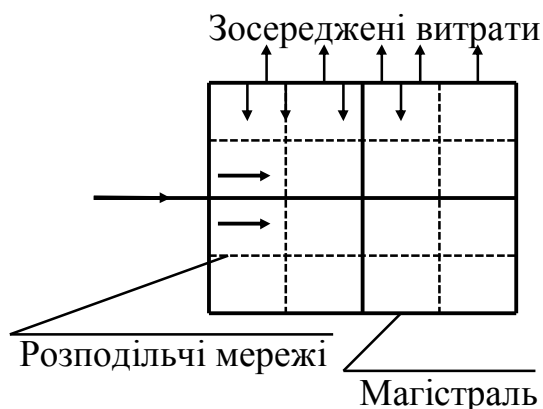


Рисунок 2.33– Схема реального розбору води з мережі

Витрати води, які відбираються з окремих вузлів, називаються зосередженими витратами. Тоді, якщо відтворювати реальну схему відбору води з мережі, вона буде мати дуже велику кількість таких витрат і ділянок мережі.

Щоб зменшити трудоемність розрахунків мереж, користуються спрощеною схемою водорозбору з них. Для цього умовно рахують, що вода рівномірно розбирається з кожного метру мережі. Витрата, яка приходить на одиницю довжини, називається питомою витратою і визначається за формулою:

$$q_{пит} = \frac{Q_{м.}}{\sum L} \text{ л/(с м) ,} \quad (2.65)$$

де Q_m – загальна витрата води з мережі в розрахунковий момент в л/с;

$\sum l$ – сумарна довжина ліній, які віддають воду, м.

При визначенні питомої витрати окремі великі споживачі повинні враховуватись у вигляді зосереджених відборів. Тоді питома витрата буде визначатися за формулою

$$q_{num} = \frac{Q_m - Q_{зосер}}{\sum L} \quad (2.66)$$

де $Q_{зосер}$ - сумарна зосереджена витрата міста в л/с.

В містах з різною щільністю населення в окремих районах питомі витрати повинні бути обчислені окремо для кожного з них.

Враховуючи, що розраховується тільки магістральна мережа, в $\sum l$ включають тільки довжину магістралей. При цьому в $\sum l$ не слід включати довжину магістралей, які забезпечують тільки транспортування, а не роздачу води (лінії, які проходять по незабудованій території; лінії, які подають воду транзитом). При односторонньому відборі води на ділянці магістралі в $\sum l$ включають тільки половину довжини цієї ділянки.

При розрахунку мережі питома витрата визначається в прийняті розрахункові години (година максимального водоспоживання з мережі, в годину максимального водоспоживання при пожежі, в годину максимального транзиту води в башту для мереж з контррезервуарами).

Таким чином реальна картина розбору води з мережі замінюється іншою (рис.2.34).

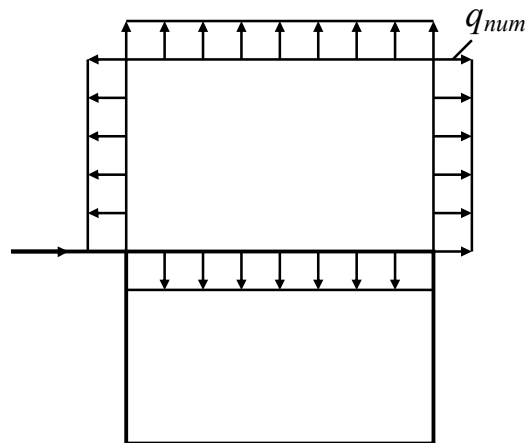


Рисунок 2.34 – Розрахункова схема розбору води з мережі

Витрата, яка рівномірно розподіляється по довжині ділянки, називається шляховою або попутною витратою. Шляхова витрата дорівнює:

$$Q_{шл} = q_{num} \cdot l, \text{ л/с} \cdot \text{м} \quad (2.67)$$

де l - довжина ділянки.

Слід зазначити, що сума шляхових витрат всіх розрахункових ділянок

мережі повинна дорівнювати повній секундній витраті води для населення міста:

$$\Sigma Q_{\text{шл}} = Q - q_{\text{зосер}} \quad (2.68)$$

На підставі значень шляхових витрат визначають вузлові витрати в розрахункових точках мережі. Отже, вузлова зосереджена витрата в кожному вузлі мережі дорівнюється напівсумі шляхових витрат всіх ділянок мережі, що примикають до даного вузла. Обчислені шляхові витрати води окремих ділянок замінять вузловими витратами за формулою:

$$Q_{\text{вузл}} = 0,5 \Sigma Q_{\text{шл}}, \text{ л/с}, \quad (2.69)$$

Заміна реальної схеми розбору води рівномірним відбором приводить до того, що по ділянках будуть проходити змінні витрати. В початковий вузол ділянки надходить витрата $Q_{\text{шл}}$, яка повністю розбирається на цій ділянці (рис.2.35 а), а якщо через ділянку проходить ще і транзитна витрата, то вона залишається в кінці ділянки (рис.2.35 б).

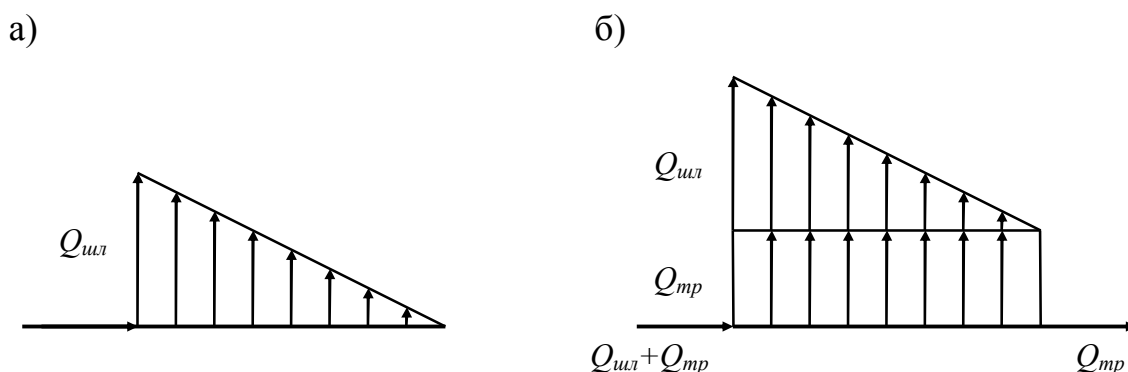


Рисунок 2.35 – Розрахункові схеми відбору води з окремих ділянок

Наслідком такої трансформації являється те, що прийдеться визначати втрати напору при змінній витраті. З гідравліки відомо, що при визначенні втрат напору в лінії зі змінною витратою в якості розрахункової витрати приймають еквівалентну витрату, тобто постійну витрату, яка призводить до таких же втрат напору, як і змінна витрата:

$$Q_{\text{екв}} = \alpha Q_{\text{шл}}, \quad (2.70)$$

де α - коефіцієнт, який враховує роль ділянки в мережі.

Якщо взяти не кінцеву, а проміжну ділянку мережі, тоді розрахункова витрата на ній буде:

$$Q_{\text{діл}} = Q_{\text{тр}} + \alpha Q_{\text{шл}}. \quad (2.71)$$

де $Q_{\text{тр}}$ - витрата, яка проходить по ділянці транзитом для розбору в інших ділянках мережі;

$Q_{\text{шл}}$ - шляхова витрата розглядаємої ділянки.

Коефіцієнт еквівалентності α залежить від співвідношення транзитної витрати і шляхової і знаходиться в межах 0,5-0,58. Зі зростанням відношення

$Q_{тр}/Q_{шл.}$ коефіцієнт α наближається до $\alpha=0,5$, а зі зменшенням - до $\alpha=0,58$. Для спрощення розрахунків приймають $\alpha=0,5$. Тоді розрахункова витрата ділянка буде:

$$Q_p = Q_{тр} + 0,5Q_{шл.}$$

Таким чином, кінцева розрахункова схема буде такою (рис. 2.36):

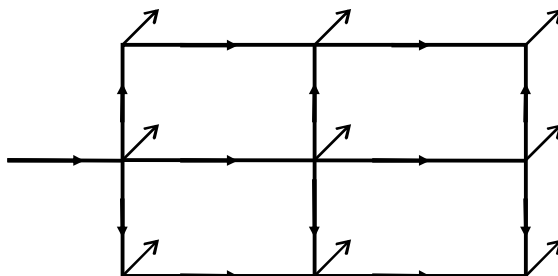


Рисунок 2.36 – Розрахункова схема розбору води з кільцевої водопровідної мережі

Така схема дозволяє більш-менш просто визначити витрати ділянок, починаючи з кінцевих точок сходу.

З точки зору міцності максимальна швидкість для металевих труб $V_{\max}=8$ м/с, для неметалевих труб $V_{\max}=4$ м/с. Але така швидкість небезпечна, бо вірогідність гідравлічного удару дуже зростає. Тому реальні швидкості значно менші і визначаються на основі вимог економії.

В мережах зовнішніх водопроводів визначаються тільки втрати напору на тертя в трубах, тому що втрати напору в місцевих опорах відносно малі.

Тема 2.2.2 Гідравлічний розрахунок водопровідних мереж

- Мета гідравлічного розрахунку водопровідних мереж.
- Зосереджені витрати.
- Питомі витрати.
- Розрахункові схеми відбору води з окремих ділянок.
- Порядок розрахунку кільцевих водопровідних мереж.
- Суть ув'язки за методом проф. В.Г.Лобачова.
- Суть ув'язки за методом М.М.Андріяшева.
- Закони, що використовуються при розрахунках кільцевих мереж.
- Принципи гідравлічного розрахунку тупикових водопровідних мереж. Розрахунок простого відгалуження.
- Техніко-економічний розрахунок тупикової магістралі.
- Особливості розрахунку мереж з контррезервуарами, кількома водонапірними баштами і насосними станціями.

Метою гідравлічного розрахунку водопровідних мереж є:

- визначення економічно обґрунтованих діаметрів труб, які забезпечують пропуск всіх необхідних витрат води, а також подачу води на пожежогасіння,
- визначення втрат напору у мережі для проектування напірних та запасних споруд.

Гідравлічний розрахунок водопровідних мереж виконують з метою визначення втрат напору в них і діаметрів труб окремих ділянок мережі. Втрати напору необхідно знати для визначення висоти водонапірної башти і потрібного напору насосних станцій. Водопровідна мережа повинна бути розрахована на випадки найбільшого водоспоживання і моменту пожежі, яка співпадає за часом з годинаю максимального водоспоживання.

При визначенні діаметрів труб ділянок мережі потрібно знати розрахункові витрати води для цих ділянок, тобто кількість води, яка буде проходити через них в розрахункові періоди роботи системи.

Гідравлічний розрахунок мережі на практиці виконують за спрощеною умовною схемою, при якій водовідбір великих водоспоживачів (промислові і сільськогосподарські підприємства, подача води в ємності, пожежні відбори та ін.) ураховують у вигляді зосереджених відборів у відповідних точках мережі (так звані вузлові точки - рис. 2.37).

Для визначення розрахункових витрат окремих ділянок водопровідної мережі необхідно встановити найбільш близьку до дійсності картину віддачі води мережею в розрахункові моменти її роботи. Якщо число водорозбірних точок невелике і витрата в кожній точці визначена, то в розрахунковій схемі можна врахувати всі ці витрати. Це має місце в невеликих мережах.

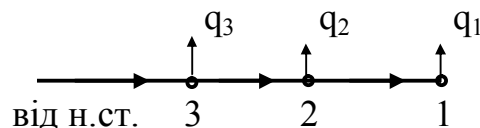


Рисунок 2.37 – Схема розбору води з тупикової мережі

Розглянемо ділянку такої мережі. Точку відбору води з лінії будемо називати **вузлом**. Назвемо лінію між двома суміжними вузлами ділянкою мережі. Нехай вода поступає в вузол 3 від н.ст. (рис. 1.39) і рухається мережею в напрямку, показаному стрілками. Тоді витрату кожної ділянки можна визначити шляхом простого складання відповідних витрат:

$$q_{1-2} = q_1; \quad q_{2-3} = q_1 + q_2; \quad q_{н.ст.} = q_1 + q_2 + q_3.$$

Але якщо розглянути ділянку міської мережі, то картина буде дуже складною тому, що до магістральних ліній підключається велика кількість введів будинків і розподільчих мереж. Реальна картина буде виглядати так, як показано на рисунку 2.38.

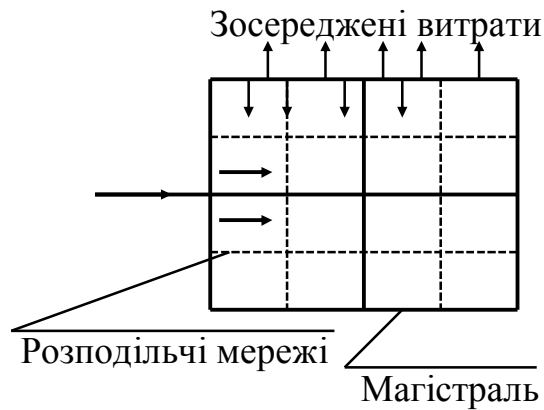


Рисунок 2.38 – Схема реального розбору води з мережі

Витрати води, які відбираються з окремих вузлів, називаються зосередженими витратами. Тоді, якщо відтворювати реальну схему відбору води з мережі, вона буде мати дуже велику кількість таких витрат і ділянок мережі.

Щоб зменшити трудоемність розрахунків мереж, користуються спрощеною схемою водорозбору з них. Для цього умовно рахують, що вода рівномірно розбирається з кожного метру мережі. Витрата, яка приходить на одиницю довжини, називається питомою витратою і визначається за формулою

$$q_{\text{пит}} = \frac{Q - q_{\text{зосер}}}{\sum l}, \text{ л/с}\cdot\text{м} \quad (2.70)$$

де Q - загальна секундна витрата води в населеному пункті, л/с;

$q_{\text{зосер}}$ - витрата води на підприємстві, л/с;

$\sum l$ - сумарна довжина ділянок магістральної мережі, м.

В містах з різною щільністю населення в окремих районах питоми витрати повинні бути обчислені окремо для кожного з них.

Враховуючи, що розраховується тільки магістральна мережа, в $\sum l$ включають тільки довжину магістралей. При цьому в $\sum l$ не слід включати довжину магістралей, які забезпечують тільки транспортування, а не роздачу води (лінії, які проходять по незабудованій території; лінії, які подають воду транзитом). При односторонньому відборі води на ділянці магістралі в $\sum l$ включають тільки половину довжини цієї ділянки.

При розрахунку мережі питома витрата визначається в прийнятій розрахунковій годині (година максимального водоспоживання з мережі, в годину максимального водоспоживання при пожежі, в годину максимального транзиту води в башту для мереж з контррезервуарами).

Таким чином реальна картина розбору води з мережі замінюється іншою (рис.2.39)

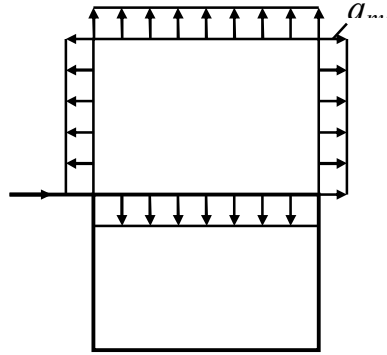


Рисунок 2.39 – Розрахункова схема розбору води з мережі

Витрата, яка рівномірно розподіляється по довжині ділянки, називається шляховою або попутною витратою, розраховуються за допомогою формул 2.67-2.69.

Розрахунок кільцевих мереж суттєво відрізняється від розрахунку тупикових мереж. Складність задачі визначається тим, що в кільцевій мережі можна намітити безліч способів розподілу транзитних потоків.

При розрахунку кільцевих мереж невідомими є:

- діаметри окремих ділянок D ;
- розрахункові витрати q окремих ділянок;
- втрати напору h в кожній ділянці.

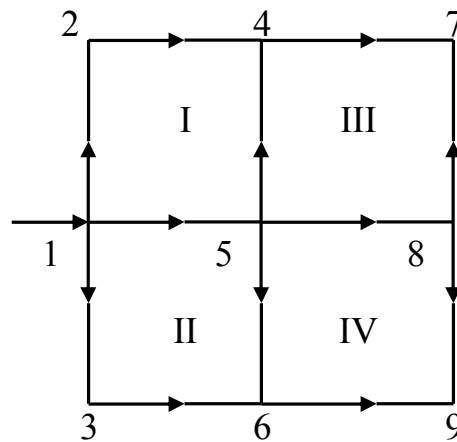


Рисунок 2.40 – Схема руху води в кільцевій мережі

Якщо умовно вважати витрати $q_{\text{вузл}}$, які притікають до вузла, додатними, а витрати, які виходять з вузла, від'ємними, то першу умову можна записати так:

$$\sum q_{\text{вузл}} = 0, \quad (2.71)$$

тобто, алгебраїчна сума витрат для любого вузла мережі дорівнює нулю.

За умовами гідродинамічної рівноваги в кожному замкнутому контурі мережі (кільці) алгебраїчна сума втрат напору дорівнює нулю:

$$\sum h_k = 0, \quad (2.72)$$

При цьому умовно приймемо втрати напору в ділянках, в яких вода

рухається за годинниковою стрілкою, за додатні, а проти – від’ємні.

Враховуючи вище сказане рекомендується наступний порядок розрахунку кільцевої мережі:

- а) Накреслити схему мережі і пронумерувати вузли та ділянки.
- б) Визначити питомі витрати окремих районів.
- в) Визначити шляхові витрати на всіх ділянках.
- г) Визначити вузлові витрати.
- д) Намітити стрілками бажаний напрям потоків води в окремих лініях.
- е) Визначити розрахункові витрати води для всіх ділянок, зберігаючи умову (2.71).

Виходячи з принципу подачі транзитних витрат для живлення віддалених районів найбільш короткими шляхами, а також враховуючи взаємну заміняємість ділянок (діаметри ліній, які попадають в перетин, що перпендикулярний до осі мережі не повинні сильно відрізнятися). Крім того, до вузлів з великими зосередженими витратами вода повинна подаватися не менше, ніж двома шляхами.

На основі попередньо намічених витрат для кожної ділянки визначити їх діаметри, користуючись таблицями граничних витрат.

Виконати власне гідравлічний розрахунок (“ув’язку”) мережі, тобто визначити величини дійсних витрат по лініях мережі при прийнятих діаметрах.

Ув’язка необхідна тому, що попередній розподіл витрат, а отже, і діаметрів проводився без дотримання умови $\sum h_k = 0$. Тому, якщо визначити за наміченими витратами і прийнятими діаметрами втрати напору в усіх ділянках і скласти для кожного кільця рівняння виду $\sum h_k = 0$, то для кожного кільця буде одержана деяка величина, $\Delta h_k \neq 0$ яка називається “нев’язкою”. За знаком і величиною невід’язки Δh_k можна судити про те, які ділянки кільця і в якій мірі перевантажені або недовантажені. Для усунення цієї невід’язки треба недовантажені ділянки довантажити, а перевантажені розвантажити. Цей процес корегування розрахункових витрат води в ділянках мережі і називається гідравлічною ув’язкою мережі. Процес ув’язки мережі дуже трудоміський. Тому при ручних розрахунках їх проводять тільки до тих пір, поки невід’язка стане достатньо малою, щоб бути прийнятною для розрахунку напорів насосів, висоти водонапірної башти і т.п. Такою допустимою невід’язкою рахують невід’язку $\Delta h = 0,5 \text{ м}$ для кожного кільця і $\Delta h = 1-1,5 \text{ м}$ для охоплюючого мережу контура.

Розглянемо способи ув’язки кільцевих мереж. Їх існує багато. Вони відрізняються один від одного методом визначення ув’язувальних витрат до попередньо намічених витрат, способом визначення втрат напору і оформленням результатів. Можна відзначити наступні способи ув’язки водопровідних мереж: спосіб інтуїтивних спроб Н.Н.Генієва (1930 р.), метод М.М.Андріяшева (1932 р.), метод В.Г.Лобачова (1936 р.), метод Харді Кроса (1936 р.), метод В.П.Сироткіна (1951 р.) та інші. Розберемо деякі з цих способів.

Метод ув’язки кільцевих мереж В.Г.Лобачова

Розглянемо однокільцеву мережу (рис.11.7).

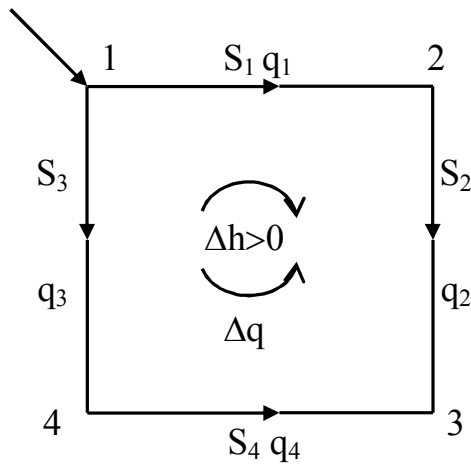


Рисунок 2.41 – Схема однокільцевої мережі

Припустимо, що попередньо намічені витрати q_1, q_2, q_3, q_4 не дають ув'язки кільця, тобто

$$S_1 q_1^2 + S_2 q_2^2 - S_3 q_3^2 - S_4 q_4^2 = \Delta h \neq 0.$$

Нехай $\Delta h > 0$. Тоді ділянки 1-2 та 2-3 перевантажені, а ділянки 1-4 і 3-4 недовантажені. Щоб ув'язати втрати напору в кільці, необхідно ділянки 1-2 і 2-3 розвантажити, а ділянки 1-4 і 3-4 довантажити. При цьому умова $\sum q = 0$ не повинна порушуватись. Цього можна досягнути, якщо витрати на ділянках 1-2 і 2-3 зменшити на деяку величину, а витрати на ділянках 1-4 і 3-4 збільшити на ту ж величину Δq . Назвемо цю величину ув'язувальною витратою або виправлювальною витратою. Як видно із схеми, ув'язувальна витрата пропускається по лініям кільця із знаком протилежним знаку неув'язки. Запишемо рівняння неув'язки з виправленими витратами:

$$\begin{aligned} S_1(q_1 - \Delta q)^2 + S_2(q_2 - \Delta q)^2 - S_3(q_3 + \Delta q)^2 - S_4(q_4 + \Delta q)^2 &= 0, \\ S_1(q_1^2 - 2q_1\Delta q + \Delta q^2) + S_2(q_2^2 - 2q_2\Delta q + \Delta q^2) - S_3(q_3^2 + 2q_3\Delta q + \Delta q^2) - \\ S_4(q_4^2 + 2q_4\Delta q + \Delta q^2) &= 0. \end{aligned}$$

Враховуючи, що Δq мала, її квадрат буде ще меншим, тому членами, які мають Δq^2 , знехтуємо. Тоді

$$\Delta q = \frac{S_1 q_1^2 + S_2 q_2^2 - S_3 q_3^2 - S_4 q_4^2}{2(S_1 q_1 + S_2 q_2 + S_3 q_3 + S_4 q_4)} = \frac{\Delta h}{2\sum(Sq)}. \quad (2.73)$$

Таким чином, для одного кільця ув'язувальна витрата може бути легко знайдена. Після виправлення витрат одержують Δh , як правило, в межах допустимого. Нові витрати будуть

$$q'_1 = q_1 - \Delta q; \quad q'_2 = q_2 - \Delta q; \quad q'_3 = q_3 + \Delta q; \quad q'_4 = q_4 + \Delta q. \quad (2.74)$$

Для практичних розрахунків проф. В.Г.Лобачов рекомендував табличну форму розрахунків. Розрахунок може вестись з використанням питомого опору

S_0 або питомих витрат напору. Більш детально розрахунок розглянуто в методичних вказівках для виконання курсового проекту.

Якщо користуватися таблицями Ф.А.Шевельова, то втрати напору визначаються за формулою:

$$h = il. \quad (2.75)$$

Для визначення ув'язувальної витрати треба мати $\sum Sq$. Враховуючи, що втрати напорі можна ще визначити за формулою:

$$h = Sq^2, \quad (2.76)$$

Таким чином при розрахунках кільцевих мереж користуються такими законами:

1. Сума витрат води, що надходить до даного вузла, дорівнює сумі вузлового відбору з нього і витрат, які витікають з вузла. Це означає, що алгебраїчна сума витрат, що надходять у вузол (береться зі знаком плюс), і витрат, що витікають з вузла (беруться зі знаком мінус), повинна дорівнювати нулю.

2. В кожному замкненому колі мережі, утвореному лініями мережі, сума витрат напорі на ділянках, де вода рухається за годинниковою стрілкою, дорівнює сумі витрат напорі на ділянках, де рух води напрямлений проти годинникової стрілки, тобто алгебраїчна сума витрат напорі в кільці дорівнює нулю.

Метод ув'язки кільцевих мереж М.М. Андріяшева

Метод М.М. Андріяшева відрізняється від методу В.Г. Лобачова тим, що корегування витрат при ув'язці проводиться не в межах кожного кільця, а по вибираємим контурам, які включають кілька кілець.

Ідея методу базується на тому, що ув'язка кільця має місце не тільки тоді, коли корегуються витрати на всіх його ділянках, але і тоді, коли змінюється витрата тільки в одній найбільш впливовій ділянці.

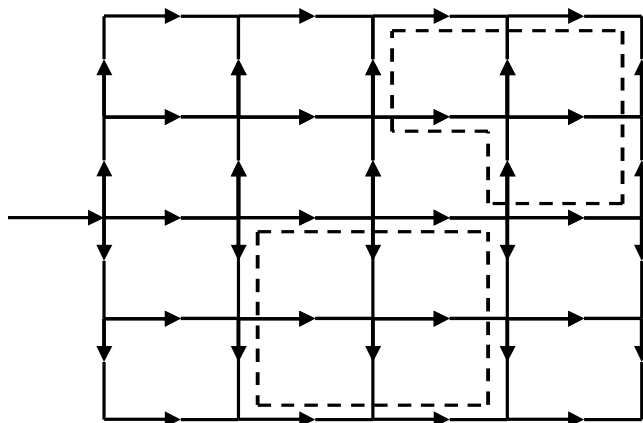


Рисунок 2.42 – Схема ув'язувальних контурів за методом М.М.Андріяшева

При цьому важливо, щоб зміна цієї витрати співпадала з тим напрямом, який приводить до ув'язки. Якщо вдало визначити ту ділянку, яка найбільше

впливає на величину нев'язки, то можна досягти значного ефекту як з економії часу, так і в зменшенні трудомісткості, бо доводиться обраховувати менше ділянок.

На відміну від методу В.Г. Лобачова розрахунок ведеться не в таблицях, а безпосередньо на схемі мережі. Метод М.М. Андріяшева дозволяє досвідченому проектувальнику швидко досягти результату, але недосвідчений проектант може не ув'язати мережу, а навпаки, її розв'язати. Як і при методі В.Г. Лобачова, ув'язка мережі проводиться пропуском ув'язувальної витрати по контуру, величина якої може призначатися за інтуїцією або обчислюватися, як і в методі В.Г. Лобачова:

$$\Delta q_n = \frac{\Delta h}{2\sum(Sq)} \quad (2.76)$$

де S і q – відповідно опір і розрахункові витрати ділянок, які входять в контур;

Δh – нев'язка в контурі.

Враховуючи, що в процесі ув'язки $\sum Sq$ окремих контурів змінюється відносно мало, можна рахувати, що для кожного розглядаємого контура при послідовно здійснюваних ув'язках (I, II і т.п.) справедливе співвідношення

$$\Delta q_I / \Delta h_I \approx \Delta q_{II} / \Delta h_{II} \approx \dots \approx \Delta q_n / \Delta h_n \quad (2.77)$$

Цими співвідношеннями користуються для визначення ув'язувальних витрат при I, II і т.д. ув'язках. Для контурів, які мають близькі довжини і діаметри тих ділянок, що входять в них, визначення ув'язувальних витрат виконується за формулою^

$$\Delta q = \frac{q_c \Delta h}{2\sum h} \quad (2.77)$$

де q_c - середня величина витрат для всіх ділянок, які входять в контур,

Δh - нев'язка по контуру,

$\sum h$ сума абсолютних величин витрат напору для всіх ділянок, які входять в контур.

Ув'язка за методом М.М. Андріяшева виконується в наступній послідовності:

- Накреслити схему водопровідної мережі на листі ватману так, щоб на ньому було місце для запису всіх характеристик (D , L , S_0 , S , v , q , h , Δh) для всіх послідовних наближень.
- Провести всі підготовчі роботи, як і в методі В.Г. Лобачова, а потім обрахувати параметри попереднього розподілу витрат і записати їх на схемі.
- Вивчити величини і знаки нев'язок попереднього розподілу витрат.
- Намітити ув'язувальні контури і виконати ув'язку. При цьому необхідно керуватися такими правилами:

а) Суміжні кільця з нев'язками одного знаку об'єднуються в групи і замінюються одним кільцем, яке охоплює по зовнішньому контуру всю групу.

б) Кільця, які об'єднуються в групи, повинні мати нев'язки, що мало відрізняються за величиною.

в) В першу чергу ув'язуються тільки кільця або їх групи з найбільшими за величиною нев'язками.

г) Ув'язка кілець з нев'язками одного знаку або груп таких кілець проводиться послідовно турами.

д) Всі розрахунки ведуться на схемі.

Особливості розрахунку мереж з контррезервуарами, кількома водонапірними баштами і насосними станціями

Водопровідні мережі з контррезервуарами відрізняються від мереж з баштою на початку мережі тим, що в години максимального водорозбору вода в мережу надходить від двох джерел:

- від насосної станції,
- від баку башти.

Витрати води, які надходять від цих джерел, не однакові. Тому і райони, які живляться від цих джерел, також будуть не однаковими. При розрахунках таких мереж для визначення розрахункових витрат ділянок необхідно визначити межі зон живлення. Розрахунок мережі з контррезервуаром починається з визначення питомих, шляхових і вузлових витрат, які нічим не відрізняється від визначення тих же величин для мережі з баштою на початку мережі. Після цього намічаються головні напрями потоків в мережі. Враховуючи, що шляхові витрати замінюються на вузлові, межа зон живлення буде проходити через вузлові точки. Витрата води, яка надходить з башти, звичайно значно менша витрати води від насосної станції. Тому зона живлення від башти завжди менша, ніж зона живлення від насосної станції. Зоною живлення джерела називають область, в яку вода надходить від розглядаємого джерела. Це і визначає межу зони живлення: розрахункова витрата від джерела, який подає воду в зону, повинна бути точно рівною сумі витрат в вузлових точках зони. В вузлах, які лежать на межі зон живлення, п'єзометричні позначки в кільці будуть найбільш низькими (рис. 2.43).

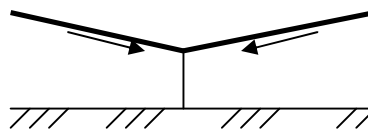


Рисунок 2.43 – Схема руху води в мережі до межі зон живлення

В процесі ув'язки мережі первісно намічене положення межі зон живлення може змінюватися.

Якщо після перерозподілу витрат по лініях виявиться, що до деякого прикордонного вузла від одного із джерел живлення підходить кількість води, яка перевищує величину цієї вузлової витрати, межа переміщується з цього вузла до суміжного з ним проти ходу води.

Після визначення розрахункових витрат ув'язка мережі виконується так, як розглядалось раніше.

На відміну від мережі з баштою на її початку мережа з контррезервуаром розраховується також на випадок максимального транзиту води в башту. Це необхідно для визначення напору насосів, який буде більшим при транзиті, ніж при максимальному водорозборі. Крім того, ділянки мережі, які прилягають до межі зон живлення при максимальному водорозборі, навантажені мало. Вони можуть не пропустити транзитної витрати або швидкості в трубах будуть недопустимо великими, якщо діаметр призначити за витратами при максимальному водоспоживанні. Третій випадок розрахунку – розрахунок на випадок максимального водоспоживання при пожежі. Якщо водопостачальників кілька, задача ускладнюється. Розрахунок такої мережі проводиться так, як і звичайно. Але для цього необхідно знати зони живлення кожного водопостачальника. Щоб розв'язати цю задачу, попередньо намічають зони живлення, які потім уточнюються в процесі так називаємої зовнішньої ув'язки (рис.2.44).

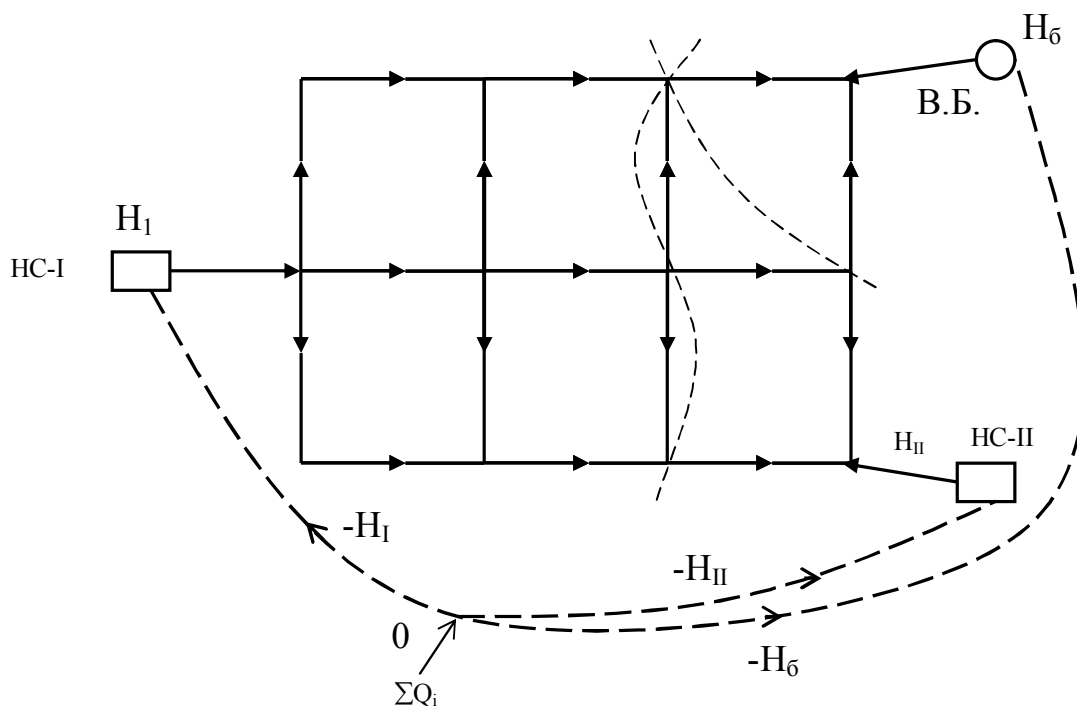


Рисунок 2.44 – Розрахункова схема мережі з зовнішніми кільцями

Це можна зробити, коли врахувати, що загальна подача всіх водопостачальників завжди дорівнює загальному водоспоживанню міста, тобто

$$Q_I + Q_{II} + Q_{\delta} = Q_m = \Sigma Q_i.$$

Таким чином, перерозподіл витрат між водопостачальниками буде виконуватись автоматично в залежності від зон водопостачання.

Тема 2.2.3 Матеріали та обладнання водопровідної мережі.

- *Глибина закладання водопровідної мережі й особливості прокладання.*
- *Вимоги до труб для водопровідних мереж.*
- *Способи прокладання труб.*
- *Чавунні труби і їх типи. Сталеві труби. Азбестоцементні труби. Залізобетонні труби. Пластмасові труби. Скляні труби.*
- *Обладнання і монтаж внутрішніх водопровідних мереж холодного і гарячого водопостачання.*
- *Вимірювання та облік витрат води.*
- *Водомірні вузли та лічильники, їх характеристики.*
- *Підбір лічильників води внутрішньої холодної водопровідної мережі.*

Глибина закладання водопровідних труб залежить від глибини промерзання ґрунту, температури води в трубах і режиму її подачі.

Слід враховувати, що глибина промерзання ґрунту неоднакова не тільки в різних районах, але й у тому самому районі.

Глибина закладання водопровідних труб повинна бути такою, щоб виключалося замерзання води в них. Глибина закладання труб, якщо рахувати до їх низу, повинна бути на 0,5 м більше, ніж розрахункова глибина промерзання ґрунту (1,2 - для м. Харкова).

Мінімальне закладання труб визначають з умови захисту їх від впливу зовнішніх навантажень і запобігання води від нагрівання в літню пору. Орієнтовно її можна прийняти 1м.

Водопровідні лінії прокладають відповідно рельєфу місцевості з постійною глибиною закладання. Трубам повинен надаватися ухил, що забезпечує спорожнювання мережі та випуск повітря. Для цього в знижених місцях улаштовують випуски, а в підвищених - вантузи.

Водопровідні лінії слід прокладати з урахуванням розташування інших підземних споруд. У містах і на промислових підприємствах, які мають велику кількість підземних комунікацій різного призначення, доцільно прокладати їх у прохідних або напівпрохідних колекторах.

Під залізничними коліями водопровідні лінії звичайно прокладають у прохідних каналах або в металевих футлярах - кожухах.

Перетинання водопровідних ліній з річками доцільно виконувати шляхом прокладки під дном ріки - так званим дюкером.

Труби прокладають уздовж вулиць і проїздів, під проїзною частиною, ближче до тротуару.

Для надійності водопостачання до труб ставляться наступні головні вимоги:

- міцність;
- герметичність (водонепроникність);
- мала шорсткість внутрішньої поверхні, яка забезпечує найменші втрати напору;

- довговічність, тобто хороший опір труб всім агресивним впливам середовища;
- нейтральність по відношенню до води, тобто труби не повинні впливати на якість води.

За будівельними вимогами труби повинні:

- забезпечувати можливість легкого, простого, швидкого і економічного монтажу;
- задовольняти вимогам найбільшої економічності.

В сучасних умовах використовуються наступні види труб:

чавунні, сталеві, азбестоцементні, залізобетонні, пластмасові, скляні.

Чавунні водопровідні труби виготовляються методом відцентрового і напівбезперервного литва за ГОСТ 9583-75. В залежності від товщини стінок чавунні труби розподіляються на класи:

- а) клас *ЛА* з товщиною стінок 10,8-22,5 мм при випробувальному тиску 2,5-2 МПа;
- б) клас *А* з товщиною стінок 11,9-24,8 мм при випробувальному тиску 3,5-2,5 МПа;
- в) клас *Б* з товщиною стінок 13-27 мм при випробувальному тиску 4-3 МПа.

Сортамент цих труб від 65 мм до 1000 мм.

Другий тип труб – це чавунні напірні труби зі стиковими з'єднаннями на гумових ущільнювачах. Ці труби виготовляються двох конструкцій:

а) *розтрубні* з гумовою манжетою, яка сама ущільнюється;

б) *розтрубно-гвинтові* з чавунною або пластмасовою запірною муфтою і гумовим ущільнюючим кільцем. Ці труби можуть використовуватися для води з температурою не більше 40°C і робочим тиском не більше 40% випробувального гідравлічного тиску, на який труби випробовуються на заводі, що їх виготовляє.

Вони випускаються діаметрами від 65мм до 300мм.

Чавунні труби виготовляються довжиною від 2м до 7м. Для захисту труб від корозії вони покриваються на заводі асфальтовою плівкою ззовні і зсередини. Найбільш відповідальною частиною чавунного трубопроводу є стик. Він повинен бути довговічним, міцним і повинен допускати можливість переміщення труб. Цим вимогам в значній мірі задовольняє розтрубне з'єднання. Зараз найбільш розповсюдженим являється стик, який приведено на рисунок 2.45.

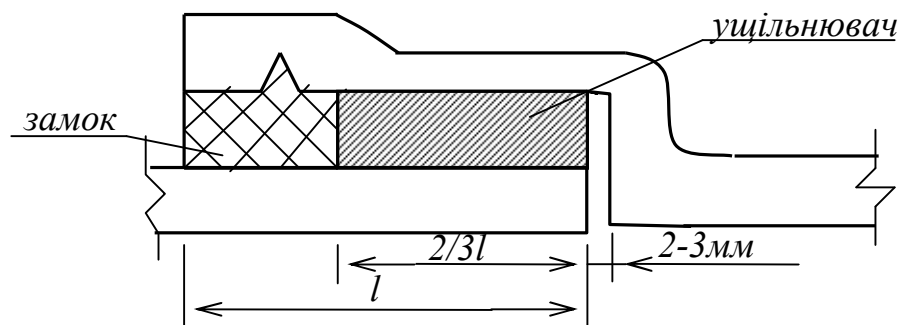


Рисунок 2.45– Розтрубний стик чавунних труб

Ущільнення стику виконується просмоленним конопляним або бітумізованим пасмом. Замість пасма може використовуватись гумовий шнур або гумові кільця. Замок виконують з цементу $M \geq 400$ або з азбестоцементу, який включає 30% азбесту і 70% портландцементу (за масою) з добавкою 10-12% (від маси суміші) води. Крім того, на аварійних роботах використовують свинець.

Для відключення окремих ділянок на водопровідних мережах встановлюються засувки, для приєднання яких до водопровідних ліній використовуються фасонні частини. Вони необхідні тому, що чавунні труби не гнуться і не зварюються простим видом зварки. Для того, щоб зробити відгалуження від лінії використовуються трійники різних видів (фланцевий, розтрубний, розтруб-фланець), хрестовини або хрести різних видів; для поворотів лінії використовуються відводи і коліна, перехід одного діаметру на другий виконується за допомогою переходів. Для встановлення пожежних гідрантів використовуються пожежні підставки.

Для з'єднання засувок з фасонними частинами і трубопроводами використовуються фланцеві з'єднання (рис.2.46).

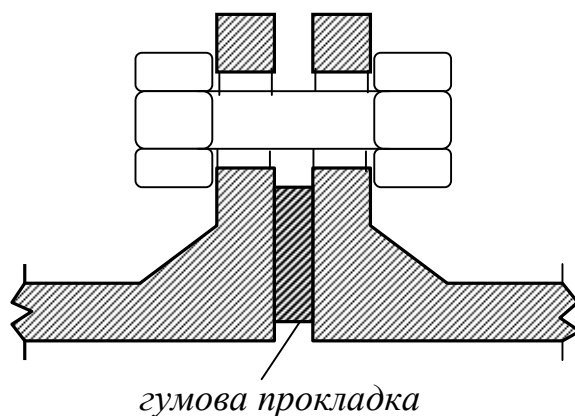


Рисунок 2.46– Фланцеве з'єднання

Чавунні труби зараз найбільш розповсюджені в силу таких якостей:

- а) довговічність,
- б) великий асортимент,
- в) відносні простота укладки,
- г) проста компенсація лінійних видовжень.

Недоліками чавунних труб є:

- а) відносно велика маса,
- б) велика витрата металу,
- в) поганий опір динамічним навантаженням,
- г) обмежений відносно низький робочий тиск,
- д) велика кількість стиків.

На відміну від них сталеві труби не мають частини цих недоліків, але замість цього в них з'являються свої недоліки.

В залежності від способу виготовлення сталеві труби бувають:

- а) водогазопровідні, які бувають легкими, звичайними і підсиленими (в

залежності від товщини стінок) і випускаються діаметрами до 150 мм;

б) безшовні гарячедеформовані для агресивних, середньоагресивних, малоагресивних середовищ з температурою до 450°C і тиском до 10МПа, які випускаються діаметром до 500мм;

в) електрозварені зі спіральним швом, загального призначення, діаметром до 1400 мм, які використовуються при прокладці магістральних трубопроводів;

г) електрозварені прямошовні, які за якістю діляться на 4 групи А, Б, В, Д (нормовані показники якості: групи А – механічні властивості, Б – хімічний склад, В– механічні властивості і хімічний склад, Д – випробувальний гідралічний тиск).

Сталеві труби випускаються довжиною 10-12м. Основне з'єднання сталевих труб – зварне. Тому вони випускаються з гладкими кінцями. Сталеві труби випускаються без покриття їх зовнішньої і внутрішньої поверхні для захисту від корозії. В той же час вони більш схильні до корозії, ніж чавунні. Кородувати можуть зовнішня і внутрішня поверхні труби. Корозія зовнішньої поверхні пояснюється корозійними властивостями ґрунтів, а корозія внутрішньої поверхні – корозійними властивостями води.

Азбестоцементні напірні труби, які використовуються при улаштуванні зовнішніх напірних водопроводів і меліоративних систем, виготовляються згідно з ГОСТом 539-80* чотирьох класів: ВТ6, ВТ9, ВТ12 і ВТ15 на максимальний робочий тиск відповідно 0,6; 0,9; 1,2 і 1,5 МПа. Труби кожного класу в залежності від пропускної здібності (внутрішнього діаметру) і довжини діляться на три типи (1, 2 і 3). Вибір класу визначається розрахунком при проектуванні трубопроводу з врахуванням умов експлуатації. Максимальний гідралічний тиск, при якому може використовуватись труба даного класу без врахування зовнішнього навантаження, визначається робочим тиском.

Для з'єднання труб використовують азбестоцементні муфти типу САМ (самоущільнювана манжета) (рис.2.47) або чавунні муфти згідно з ГОСТом 17584-72* (рис.2.48), в яких для ущільнення муфтових з'єднань використовуються гумові кільця.

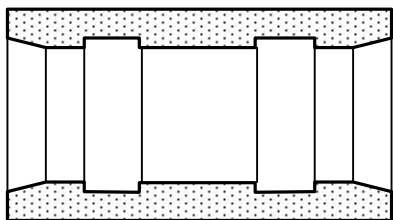


Рисунок 2.47 – Муфта САМ

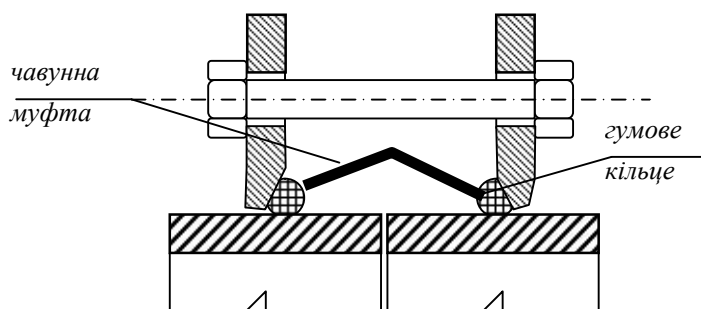


Рисунок 2.48 – Фланцевий стик з чавунною муфтою

Залізобетонні напірні труби виготовляються методами віброгідропресування і центрифугування діаметрами від 500мм до 1600мм і довжиною 5м (рис.1.51), а також методом вібрації зі сталевим циліндром діаметрами від 600мм до 1500мм і довжиною від 2м до 9м на тиск 1МПа.

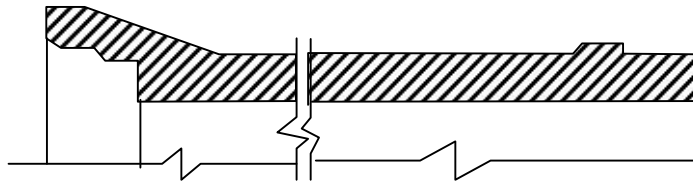


Рисунок 2.49 – Поздовжній переріз залізобетонної труби

З'єднання залізобетонних труб розтрубне з герметизацією гумовим кільцем.

Залізобетонні труби в порівнянні із сталевими мають ряд переваг:

- а) можуть виготовлятися дуже великих діаметрів,
- б) мають великий термін служби,
- в) діелектричні,
- г) зберігають в умовах експлуатації гладку поверхню,
- д) потребують малої витрати металу.

До недоліків залізобетонних труб слід віднести їх велику масу і малу довжину.

Пластмасові труби

Пластмасові труби виконуються з:

- 1) поліетилену;
- 2) поліпропілену (ПП);
- 3) полівінілхлориду (ПВХ);
- 4) вініпласту;
- 5) фаоліту;
- 6) фторопласту;
- 7) склопластику.

Поліетиленові труби нестійкі до гасу, нафті, сірковуглецю, 100% хлору.

Пластмасові труби випускаються діаметром від 10мм до 1200мм довжиною 6, 8, 10 і 12 м, а труби малого діаметра допускається виготовляти в бухтах і на котушках довжиною до 120м. Поліетиленові труби з'єднуються за допомогою литих фасонних частин на зварці, а вініпластові можуть з'єднуватися зваркою “в стик” або склеюванням.

Переваги пластмасових труб:

- а) мала маса,
- б) мала шершавість стінок,
- в) мала теплопровідність,
- г) простота обробки і з'єднання,
- д) висока стійкість проти корозії.

Недоліки:

- а) мала теплостійкість,
- б) старіння пластмаси,
- в) нестійкість поперечного перерізу в часі,
- д) великі температурні подовження.

Скляні труби мають в порівнянні з чавунними більш високий опір корозії, дуже малий коефіцієнт опору руху води, меншу масу і меншу вартість, не впливають на якість води. Вони випускаються на робочий тиск 0,4МПа (марка СТ-4) і на робочий тиск 0,8МПа (марка СТ-8) і мають діаметр від 13мм до 107 мм. Стикове з'єднання – фланцеве з чавунною муфтою. Недоліки труб:

- а) крихкість,
- б) недостатній опір згибу і удару,
- в) необхідність рухомих стикових з'єднань між фасонними частинами і кінцями скляних труб.

В Україні такі труби для зовнішніх водопровідних мереж не використовувались.

Обладнання і монтаж внутрішніх водопровідних мереж холодного і гарячого водопостачання

Внутрішній водопровід – це трубопроводи та інженерне обладнання, призначені для забезпечення подачі води від зовнішніх мереж водопроводу до всіх внутрішніх водорозбірних приладів, технологічного обладнання і пожежних кранів (рис. 2.50). Системи водопостачання будинків повинні забезпечувати споживачів водою заданої якості, в потрібній кількості та під необхідним напором. Як правило, внутрішній водопровід влаштовують лише в тих будинках та спорудах, які підключені до централізованої або місцевої каналізації.

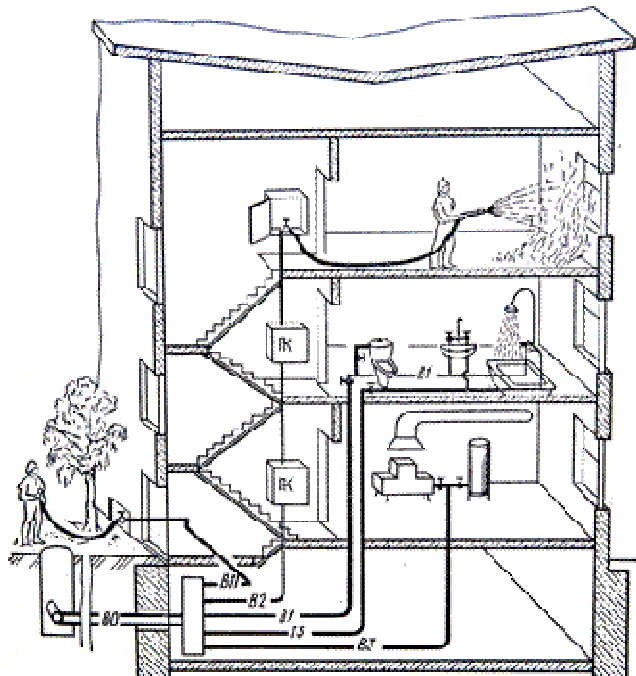


Рисунок 2.50 – Внутрішні водопроводи

ВО – загальний, B1 – господарсько-питний, B2 – протипожежний, B3 – виробничий, B11 – поливальний

Водопровідної мережі з нижнім розведенням прокладають під підлогою першого поверху (у підвалі або спеціальних каналах). При верхньому розведенні магістралі прокладають по горищу або під стелею верхнього поверху. Система з верхнім розведенням поступається системі з нижнім розведенням, тому що може замерзати (у випадку прокладення по горищу), а у випадку аварії трубопроводу може трапитись затоплення приміщень.

Внутрішня водопровідна мережа складається повністю або частково з таких елементів:

- уведення – перпендикулярний до будівлі відрізок труби (з сітчастим фільтром) від зовнішньої магістралі до водомірного вузла;
- водомірний вузол;
- водонапірно-запасні баки – встановлюють у найвищій точці системи, завдяки чому створюється не тільки деякий запас води, але й необхідний тиск у внутрішній мережі. Це забезпечує безперебійну подачу води в найвищі і найбільш віддалені ділянки водопроводу, незалежно від тиску води в зовнішній магістралі
- водопровідна мережа будівлі з арматурою;
- насоси для подачі води у випадку недостатнього тиску у зовнішній мережі.

Основною частиною водомірного вузла є водомір, що служить для обліку витрати води.

У систему централізованого гарячого водопостачання входять наступні елементи: генератор тепла; водопідігрівач; трубопроводи теплоносія, що з'єднує генератор тепла з водопідігрівачем; трубопроводи, які розводять гарячу воду споживачам; мережеві пристрої (компенсатори лінійних подовжень, воздухоотводчики); арматура (водорозбірні, запобіжна, запірні); акумулятори (баки); насосні установки; контрольно-регульовальні пристрої (регулятори витрати, температури).

Мережі трубопроводів централізованого гарячого водопостачання складаються з подавальних та циркуляційних трубопроводів. Циркуляційні трубопроводи влаштовують для природної або штучної циркуляції води в мережі через водопідігрівач, щоб при відсутності або недостатньому водорозборі вода не остигала

Для обліку витрати води на вводах у будівлі влаштовують водомірні вузли, в яких монтують лічильники води та арматуру для їх відключення і перевірки. Водомірні вузли розміщують за зовнішньою стіною в легкодоступному приміщенні з температурою не нижче 2 °С в підвалах, в приміщенні теплових пунктів, прямках всередині коридорів або на сходовій клітці можливості ближче до введення.

Прості водомірні вузли влаштовують у будівлях, де можливий перерва в подачі води. В системах, де це неприпустимо, водомірний вузол додатково обладнують обвідний лінією, по якій вода подається в будівлю під час ремонту водолічильника і при пожежі.

На внутрішніх водопровідних мережах житлових і громадських будівель діаметром до 200 мм найчастіше застосовують швидкісні лічильники води. Поділяються вони на дві групи: крильчасті, вісь обертання яких перпендикулярна напрямку руху рідини, і турбінні з віссю обертання турбіни, розташованої паралельно напрямку руху рідини.

Для підвищення надійності роботи лічильників води крильчастих була впроваджена удосконалена конструкція типу ВСКМ. Крильчасті лічильники застосовують при невеликих витратах води та діаметрах введення 15...50 мм.

Турбінні лічильники холодної води застосовують при великих витратах води та діаметрах введення 50...250 мм. В даний час розроблена і випускається згідно ГОСТ 14167-83 удосконалена конструкція для турбінних лічильників типу СТВ

Крильчасті лічильники води до трубопроводів приєднують на фланцях або муфтами тільки горизонтально. При з'єднанні муфтами у лічильника повинен бути передбачений згін для швидкого зняття його без пошкодження трубопроводу.

Турбінні лічильники приєднують до трубопроводів на фланцях і встановлюють їх як в горизонтальному, так і в похилому положенні, а також вертикально за умови руху води знизу вгору.

При значних коливаннях води в будівлях застосовують об'єднані лічильники води, поєднують турбінні і крильчасті лічильники з паралельним або послідовним їх включенням.

При паралельному включенні і при малих витратах води спеціальний клапан 8 направляє весь потік через крильчатий лічильник, З збільшенням витрати клапан відкривається і вода надходить також і через турбінний лічильник, тобто вимірюється одночасно двома лічильниками. При послідовному включенні вода при малих витратах проходить обидва лічильника, але враховуються лише крильчасті, так як величина витрати менше межі чутливості турбінного лічильника.

Лічильники води експлуатують з дотриманням відповідних правил. Вони не потребують спеціального технічному обслуговуванні та за умови правильної їх установки повній відповідності їх фактичних параметрів режимів водоспоживання можуть безвідмовно працювати тривалий час.

Щоб уникнути різкого руху води та запобігання можливого виникнення гідравлічного удару при включенні лічильників роботу вентилі та засувки слід відкривати повільно. Лічильники повинні бути завжди повністю заповнені водою і встановлені так, щоб у них не накопичувався повітря.

Крильчасті лічильники мають вбудовані фільтри, які можна прочищати без зняття лічильника з місця установки і порушення пломби. Для таких лічильників типу ВК; крім фільтра, вбудованого у вхідний патрубок, іноді використовують і фільтри в окремому корпусі, які чистять також не знімаючи лічильник.

Підбір лічильника виконується відповідно до середньої годинної витрати води за період споживання (добу, зміну) q_T , та не повинен перевищувати експлуатаційну витрату. Середню годинну витрату води q_T (q_T^{tot} , q_T^h , q_T^c),

м³/ч, за період (добу, зміну) максимального водоспоживання T , год, визначають за формулою:

$$q_T = \frac{\sum_{i=1}^i q_{u,i} \cdot U_i}{1000 \cdot T} \quad (2.78)$$

де U – загальна кількість мешканців, T - період водоспоживання, год. Діаметр умовного проходу лічильника визначають, виходячи з розрахункової витрати, що не повинна перевищувати експлуатаційну.

Тема 2.2.4 Арматура та споруди на мережі

- *Типи водопровідної арматури.*
- *Засувки з висувним і невисувним шпінделем. засувки з ручним керуванням; електрифіковані, з гідравлічним керуванням.*
- *Запірно-регулююча арматура.*
- *Водозабірні арматури запобіжні і зворотні клапани, вантузи для впуску і випуску повітря.*
- *Гасителі гідравлічних ударів.*
- *Запобіжна арматура. Контрольно-вимірювальна апаратура.*
- *Оглядовий колодязь.*
- *Водопровідні колодязі, їх конструкція і розміри.*
- *Упори на мережі.*
- *Переходи водопровідних ліній через річки, дороги та яри.*
- *Деталювання мережі.*

Типи водопровідної арматури

Підтримка необхідного режиму експлуатації й підвищення надійності водоводів і водопровідних мереж забезпечується запірно-регулюючою, запобіжною, водорозбірною, контрольно-вимірювальною арматурою.

Запірно-регулююча арматура необхідна для часткового або повного перекриття окремих ділянок трубопроводів. До неї ставляться засувки, вентилі, поворотні затвори. За допомогою засувок можна змінювати ступінь їхнього відкриття змінювати витрату води в лініях та відключати для ремонту окремі ділянки. Засувки найчастіше встановлюють у колодязях.

До водозабірної арматури належать водорозбірні крани, водорозбірні колонки, пожежні гідранти, крани для поливання, фонтанчики. Через водорозбірні колонки здійснюється водопостачання селищ і будинків, які не обладнані внутрішнім водопроводом. Для забору води з мережі з метою пожежогасіння застосовують гідранти.

Запобіжна арматура перешкоджає руйнуванню трубопроводів і сприяє збереженню постійної пропускної здатності. До неї належать зворотні клапани

й запобіжні клапани, вантузи, гасителі ударів. Запобіжні клапани виключають підвищення тиску понад припустимого, зворотні клапани допускають рух води тільки в одному напрямку. Повітряні вантузи призначені для видалення повітря, що накопичується в підвищених відмітках розташування водоводів і магістральних мереж, встановлюються в колодязях.

Для виміру витрат води використовують контрольно-вимірну апаратуру – крильчасті і турбінні водоміри.

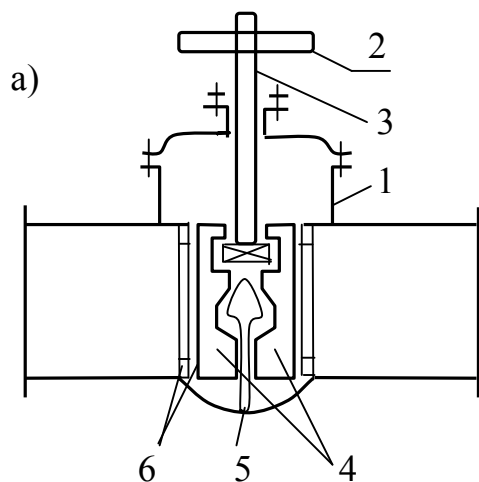
Засувки – це устрої, в яких шляхом підняття чи опускання дисків або переміщення конусів забезпечується перекривання або зменшення потоків води. Засувки в залежності від конструкції затвора діляться:

- а) паралельні (рис.2.51 а),
- б) клинові (рис.2.51 б),
- в) кільцеві (рис.2.51 в),
- г) дискові поворотні затвори (рис.2.51 г).

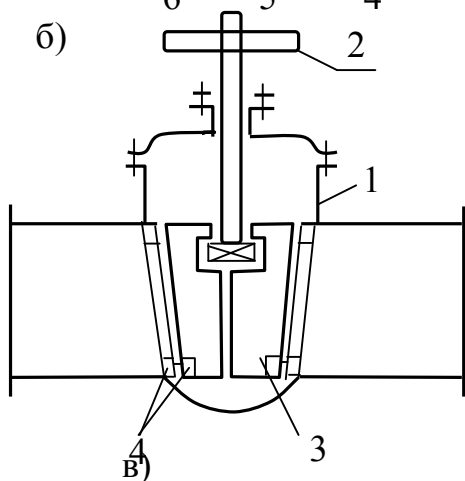
Засувки можуть бути з висувним і невисувним шпінделем. В залежності від способу керування засувки бувають:

- з ручним керуванням;
- електрифіковані,
- з гідравлічним керуванням.

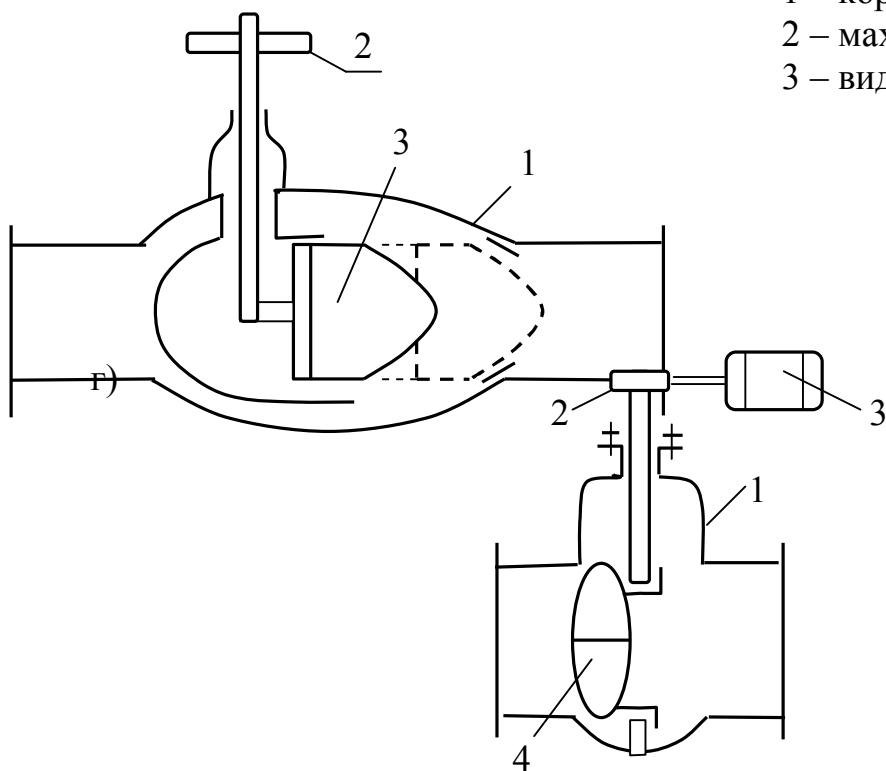
Засувки різних конструкцій виготовляються внутрішнім діаметром від 50 до 1600мм на тиск від 0,1МПа до 6,4МПа (на тиск до 2,5МПа використовується литий чавун, а на тиск більший, ніж 2,5МПа - сталь). Для того, щоб при закриванні засувки не відбувся гідравлічний удар, вона повинна закриватися повільно. Час закриття для водоводів великого діаметру повинен бути 1 годину і більше. Щоб знизити зусилля при закриванні засувки, а також зменшити можливість гідравлічного удару засувки великих діаметрів, крім механізації обладнуються обводними лініями (байпасами). Засувки приєднуються до ліній за допомогою фланців (сталеві засувки можуть приварюватись).



- 1 – корпус,
2 – маховик,
3 – шпіндель,
4 – запірні диски,
5 – клин,
6 – ущільнюючі кільця.



- 1 – корпус,
2 – маховик,
3 – клинкет (клиноподібний круглий диск),
4 – ущільнюючі кільця.



- 1 – корпус,
2 – маховик,
3 – відсувний конус.

Рисунок 2.51 – Схеми запірно-регулюючої арматури
1 – корпус, 2 – редуктор, 3 – двигун, 4 – поворотний диск

Водорозбірна арматура. Розбір господарсько-питної води міських, селищних і промислових водопроводів, як правило, проводиться через внутрішні водопровідні крани. В неканалізованих районах відбір води проводиться за допомогою водорозбірних колонок (рис.2.52). Схема колонки:

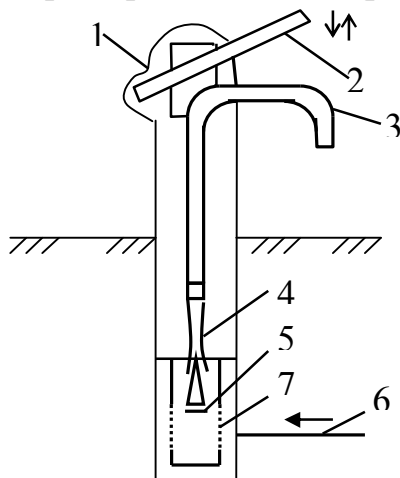


Рисунок 2.52 – Схема конструкції водорозбірної колонки
 1 – корпус, 2 – рукоятка, 3 – труба для виливу,
 4 – ежектор, 5 – клапан, 6 – труба для подачі води з мережі, 7 – сітка

З інших водорозбірних приладів слід відзначити:

- питні фонтанчики,
- поливальні крани для поливки зелених насаджень або патрубки з вентилями,
- пожежні гідранти і гідранти-колонки.

Запобіжна арматура (запобіжні і зворотні клапани, вантузи для впуску і випуску повітря), гасителі гідравлічних ударів. Для захисту мереж і водоводів від підвищення тиску при гідравлічних ударах використовуються запобіжні клапани і гасителі ударів. Причинами гідравлічного удару в водопровідній мережі можуть бути:

- несправність гідранту (зрив кулі або швидке закривання крана);
- швидке закриття засувки;
- пульсаційний характер руху води в лінії в верхніх переломних точках її траси, в яких можливо утворення вакууму або накопичення повітря;
- раптова зупинка насосів.

Запобіжні клапани, які використовуються в водопровідній практиці, діляться на дві головні групи:

- пружинні запобіжні клапани (рис.2.53) і діафрагми, які використовуються при ударах, що починаються з хвилі підвищеного тиску;
- гасителі удару, які використовуються при ударах, що починаються з хвилі пониженого тиску;
- гасителі удару, які використовуються при любых фазах гідравлічного удару (фаза підвищеного тиску, фаза зниженого тиску, вакуум при розриві суцільності потоку).

Запобіжні клапани можуть бути встановлені в будь-якій точці водоводів водопровідної мережі і на насосних станціях. Гасителі удару використовуються лише в насосних станціях з відцентровими електронасосами і на водоводах біля насосної станції.

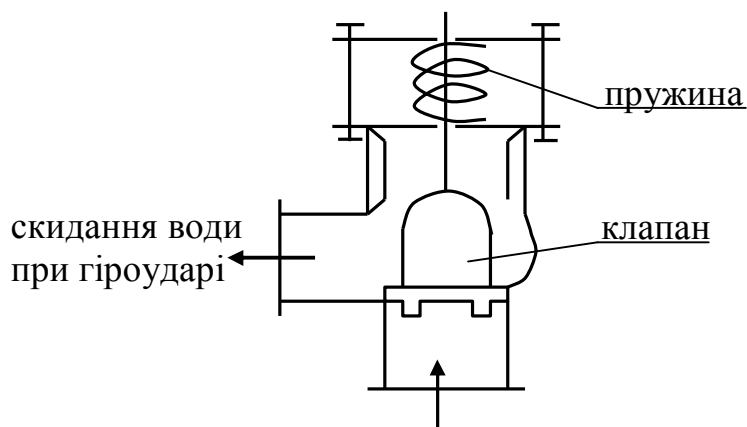


Рисунок 2.53 – Пружинний запобіжний клапан

Пружинні запобіжні клапани можуть бути використані на водоводах $d=200-800\text{мм}$. Клапан встановлюється на відростку трійника трубопроводу. Для відключення при ремонтах або регулюваннях між клапаном і відростком ставиться засувка.

Недоліками пружинних запобіжних клапанів являється те, що:

- відкривання їх починається лише після того, як тиск підніметься вище нормального;
- кількість води, що випускається клапаном недостатня для повного гасіння удару;
- почергове відкривання і закривання клапана сприяє підтриманню ударного тиску;

Перевага пружинних клапанів - їх простота.

На великих водоводах ($> 600\text{ мм}$) для дотримання цієї умови встановлюються паралельно кілька клапанів.

Більш ефективним засобом боротьби з гідравлічним ударом являється гаситель удару системи УкрВодгео, який встановлюється на водоводі біля насосної станції безпосередньо за зворотним клапаном (рис.1.56), який спрацьовує при фазі зниженого тиску у випадку гідравлічного удару.

Такі гасителі удару можуть використовуватись для водоводів діаметром до 1200мм .

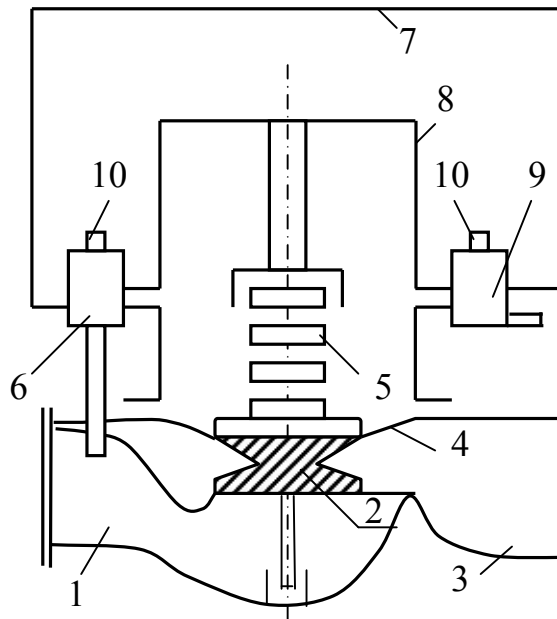


Рисунок 2.55 – Універсальний гаситель гідравлічного удару

1 – підводящий патрубок, 2 – запірний клапан, 3 – відводящий патрубок, 4 – мембранний виконуючий механізм, 5 – пружина, 6 – клапан витрати, 7 – імпульсна трубка, 8 – водовітряна ємність, 9 – датчик тиску, 10 – регулюючі гвинти.

Якщо неможливо поставити такі гасителі або пружинні клапани, тоді ставлять запобіжні діафрагми, які встановлюються на відростці від головного водоводу після зворотного клапана і являють собою металеву діафрагму, яка руйнується при гідравлічному ударі.

Для пропуску води в одному напрямі використовуються зворотні клапани, які бувають односторонніми, багаторічковими, з протидією. Клапан великого діаметру - складна і дорога споруда (наприклад, клапан $d=1000\text{мм}$ має масу 7,5т).

Оглядові колодязі. В сучасних умовах колодязі виконуються з з/б, цегли, бутового каменю, іноді дерева. Діючі типові проекти передбачають виконання колодязів із збірної залізобетону і місцевих матеріалів. Конструкція колодязя залежить від типів і кількості фасонних частин та арматури (рис.2.56).

Нормальна висота робочої частини колодязя від 1,5 до 4,4м. Висота горловини визначається відстанню від перекриття до поверхні землі (не менше 300-500мм). Діаметр горловини 700 мм. Для опускання в колодязь передбачається люк з кришкою і ходові скоби або драбини. Днище колодязя може бути збірним або монолітним. Товщина стінок колодязя повинна бути: в сухих ґрунтах 250мм, в мокрих – 380мм (з врахуванням притискуючої стінки для захисту гідроізоляції).

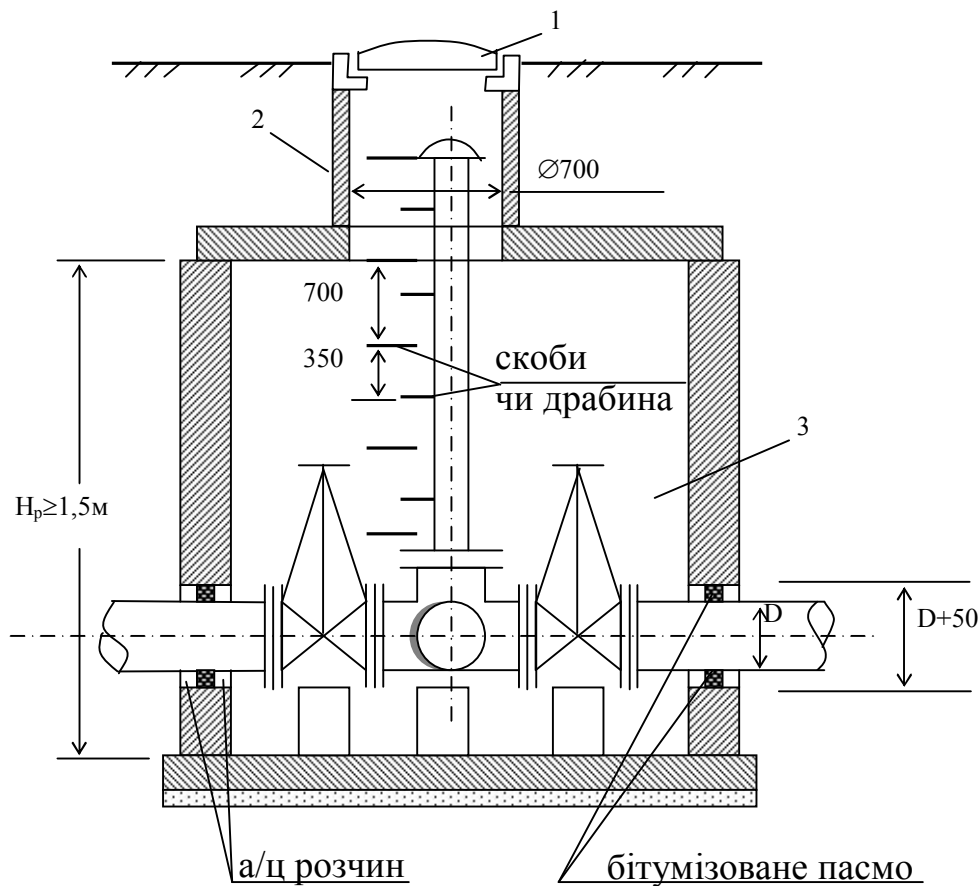


Рисунок 2.56 – Оглядовий колодязь
 1 – люк, 2 – горловина, 3 – робоча частина

Переходи водопровідних ліній через річки, дороги і яри

При необхідності переходу водопровідних ліній через шляхи, річки і яруги використовуються спеціальні схеми переходів. Для прокладання трубопроводу через залізницю, автомобільні шляхи його укладають у запобіжний футляр із сталевих труб діаметром більшим, ніж діаметр трубопроводу (рис.2.57). Трубопровід і футляр повинні мати ухил в одну сторону, і футляр повинен входити в один із колодязів, які влаштовуються на кінцях переходу. В цих оглядових колодязях встановлюються засувки і патрубки для впуску повітря і випуску води.

При перетинанні яра або річки трубопровід укладають по дну у вигляді так званого дюкера. Для запобігання вимивання ґрунту з-під трубопроводів його укладають у траншеї на глибині не менш 0,5 м від поверхні дна ріки до верху труби.

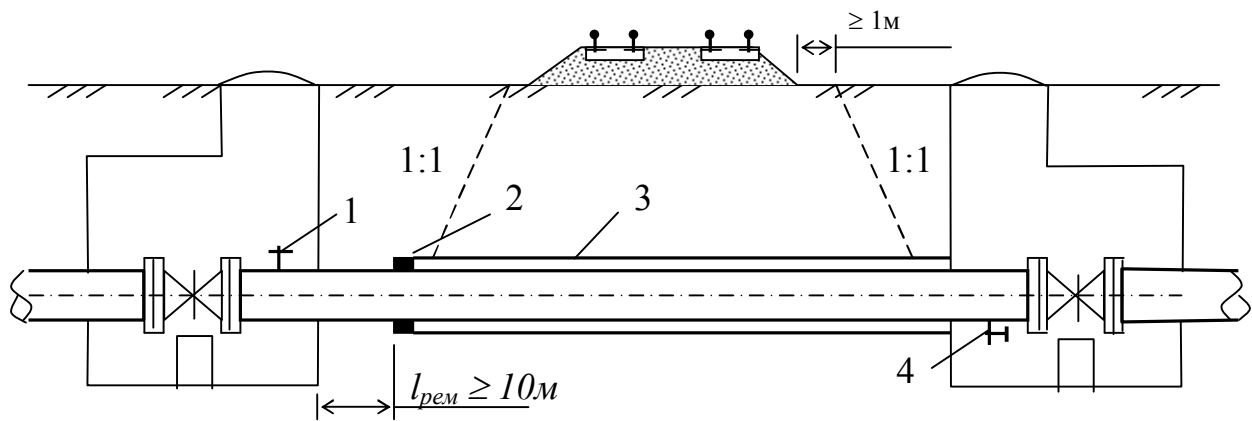


Рисунок 2.57 - Схема переходу під залізною дорогою
 1 – вентиль для впуску повітря, 2 – сальник, 3 – футляр,
 4 – вентиль для випуску води.

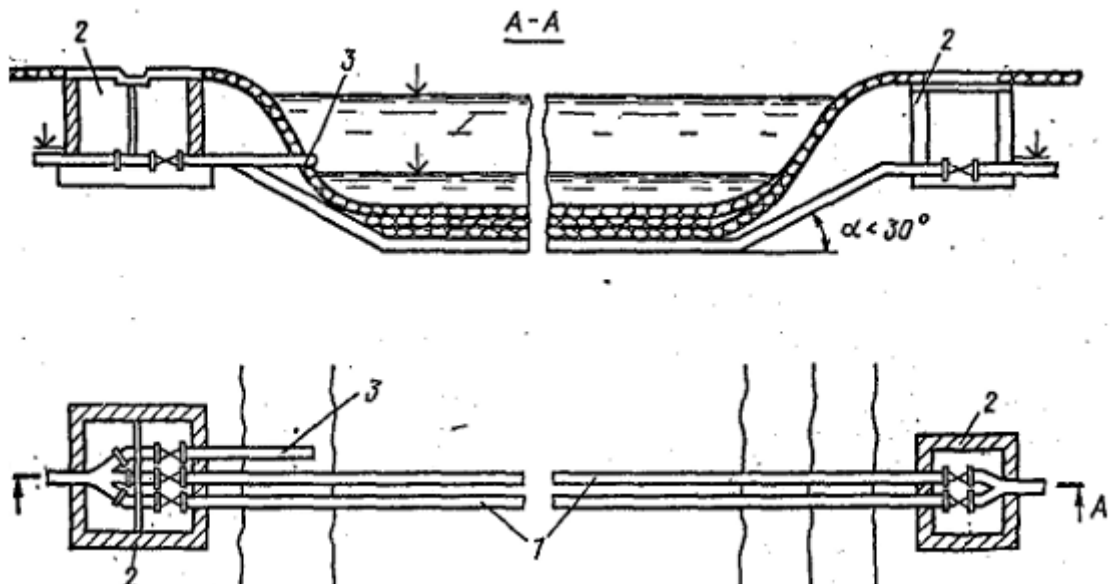


Рисунок 2.58 – Схема устрою дюкера:
 1 - дюкер; 2 - камера перемикання; 3 – випуск

При спорудженні переходів під електрифікованою залізною дорогою незалежно від того, що передбачено для захисту від блукаючих струмів, робоча труба встановлюється на діелектричні опори, які мають текстолітові прокладки.

Для шляхів невисокого класу (автодороги – III, IV, V класу; промислові – II, III класу) можуть виконуватися переходи без футлярів, але з усіма другими елементами переходу.

Прокладання трубопроводу через річку, яр або канал може здійснюватись за допомогою дюкера (рис.2.58) або по мосту. При переході повинно бути не менше, ніж 2 нитки. Верх трубопроводу слід розміщувати не менше, ніж на 0,5м нижче дна водосма, а в межах фарватера на судохідних річках – не менше, ніж на 1,0м.

При прокладці дюкеру слід враховувати можливість розмиву і переформування русла ріки. На судохідних ріках місце і глибина прокладки дюкеру повинна узгоджуватися з другими водокористувачами (річковиками, рибниками і т.п.).

При виборі місця (створу) для дюкеру слід користуватися такими вимогами:

- ширина ріки і пойми повинні бути мінімальними;
- береги не повинні бути схильними до розмиву або зсуву;
- профіль дюкеру не повинен мати різких переломів;
- дно ріки не повинно розмиватися;
- перехід дюкером повинен виконуватися під кутом 90° до вісі ріки;
- якість робіт повинна бути підвищеною.

Крім підземних переходів через перешкоди можуть улаштовуватись і надземні переходи. В якості таких переходів можуть бути переходи на містках, на естакадах, у вигляді самонесучих арок, у вигляді “провисаючої нитки”, яка закріплена на берегах і не потребує проміжних опор. Вибір типу прокладки визначається в залежності від місцевих умов.

Водопровідні колодязі

При підземному прокладанні трубопроводів арматура на них (засувки, пожежні гідранти, вантузи, регулятори тиску і витрати води) повинна встановлюватись у колодязях чи камерах. Колодязі на водопровідній мережі передбачають із монолітного (прямокутні в плані) і збірного залізобетону (круглі і прямокутні), а також із цегли (прямокутні і круглі). Розміри колодязів у плані визначаються діаметром труб, а також типом арматури й фасонних частин, розташованих у колодязі. Глибина закладання колодязів диктується глибиною розташування труб.

Оглядові колодязі на водопровідній мережі влаштовують у місцях розташування вузлів із засувками, вантузів і випусків, зворотних клапанів, запобіжних клапанів і іншої арматури, а також у місцях уведень в будинки.

Колодязь складається з робочої камери й горловини над нею, необхідної для спуска у колодязь (рис. 2.59). Робоча камера має певну висоту, достатню для зручності роботи в колодязі. Висота горловини залежить від глибини закладання колодязя. У верхній частині горловини встановлюють стандартний чавунний або сталевий люк заводського виготовлення із кришкою. Люки випускають двох модифікацій: важкі - для встановлення на проїзній частині й легкі - для розміщення на тротуарах і в непроїзних місцях. На трубопроводах, що проходять по незабудованій території, люк повинен підніматися над поверхнею землі на 20 см. Для опускання в колодязь обслуговуючого персоналу на його горловині і стінках встановлюють рельєфні сталеві або чавунні скоби.

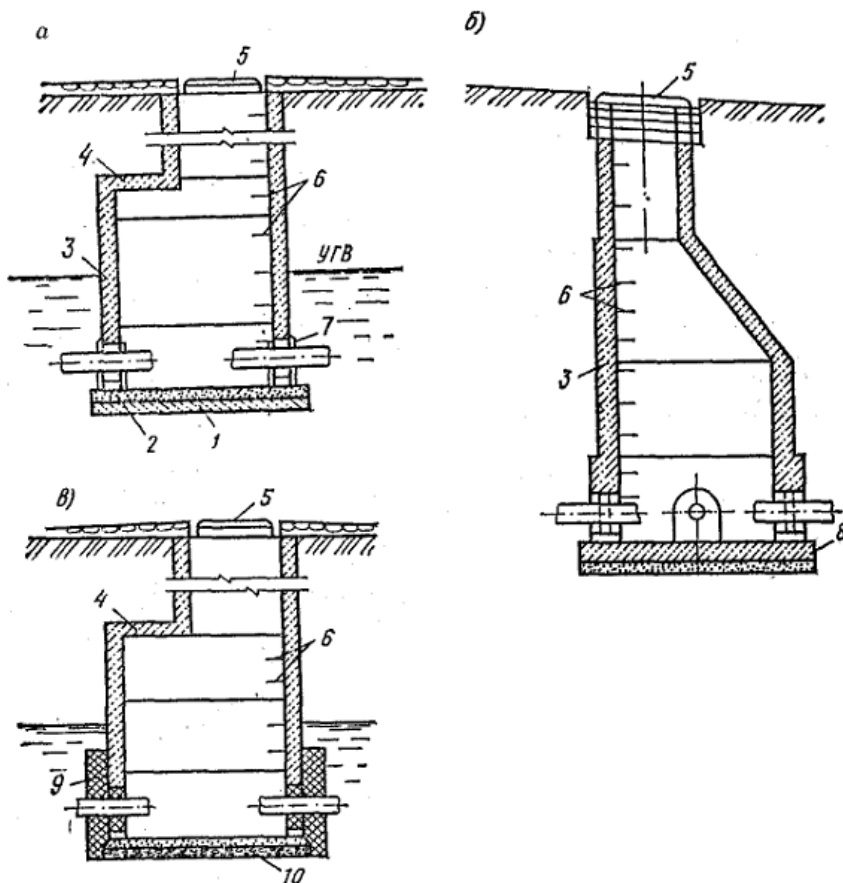


Рисунок 2.59 – Збірний круглий (а, б) та прямокутний (в) залізобетонні колодязі, що влаштовуються у ґрунтах:

- а* — водонасичених; *б* — сухих; *в* — просідаючих; *1* — бетонна підготовка;
2 — плита днища з асфальтовим покриттям; *3* — залізобетонні кільця;
4 — плита перекриття; *5* — чавунний люк з кришкою; *6* — скоби;
7 — гідроізоляційне покриття; *8* — плита днища на утрамбованому ґрунті;
9 — водоупорний замок; *10* — шар щебеню

Упори

Під дією внутрішніх сил тиску у трубопроводі виникають розтяжні зусилля. На ділянках, що прилягають до поворотів ліній, на відгалуженнях й тупикових ділянках ці зусилля можуть викликати порушення розтрубних з'єднань (вихід гладких кінців труб з розтрубів). Для виключення зміщення і ушкодження трубопроводів в оглядових колодязях або у ґрунті встановлюють упори в напрямку дії розтяжних зусиль.

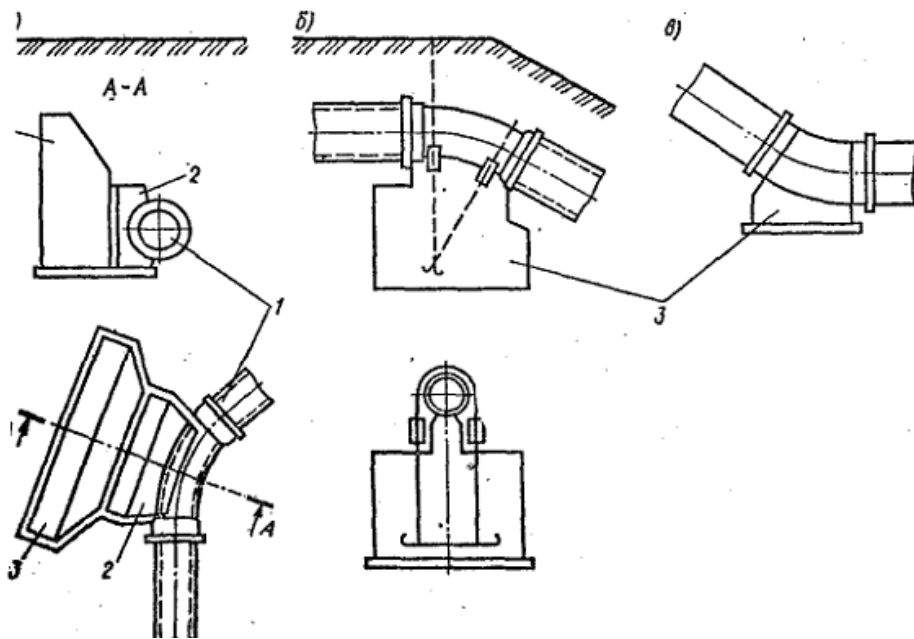


Рисунок 2.60 – Бетонні упори:

1 — відвод; 2 — упор; 3 -подушка

Для того, щоб визначити перелік і кількість фасонних частин і арматури, а також розміри колодязів, проводять деталювання мережі, яка являє собою креслення всіх вузлів мережі в умовних позначках. Правильне деталювання мережі дуже важливе тому, що вартість фасонних частин і арматури значно більша, ніж вартість труби.

При деталюванні мережа виконується без масштабу, але кожний вузол на ній креслиться в певному масштабі, загальному для всієї мережі. Деталювання починається з креслення в тонких лініях мережі (чи того кільця, яке деталюється). На магістральних лініях засічками показують розподільчі лінії, які будуть проходити кожною вулицею.

На всіх лініях магістралей, які сходяться в кожному вузлі (за виключенням вузлів, де до магістралей приєднуються розподільчі лінії), показати знаком засувки. В вузлах, де до магістралі приєднуються розподільчі лінії, засувки показуються тільки на останніх.

Після цього необхідно розставити пожежні гідранти. Для цього в вузлах магістральної мережі знаком ● показують необхідність установки гідрантів. Потім розставляють гідранти на лініях між вузловими точками, виходячи з того, що відстань між ними не повинна перевищувати 150м.

Крім того, бажано щоб гідранти були ближче до перехрещування шляхів. Якщо виникає необхідність в установці вантузів і випусків, то місця, в яких вони повинні бути встановлені, також позначають на схемі. В тому випадку, коли між двома суміжними вузлами необхідно встановити більше п'яти гідрантів, то на цій лінії ще передбачають засувку з таким розрахунком, щоб одночасно відключалося не більше 5 гідрантів.

Після того, коли вся арматура буде розставлена, необхідно підібрати фасонні частини, які дозволяли б змонтувати проектуємі вузли. Цю роботу починають з вибору фасонної частини, яка б дозволяла зробити проектуємі

з'єднання (хрест, трійник, хрест з пожежною підставкою і т.п.). При цьому вузол треба накреслити у вибраному масштабі так, як показано на рис.2.61.

Якщо до вузла підходять ділянки трубопроводів різних діаметрів, то слід пам'ятати, що самою кошовною арматурою являється засувка. Тому спочатку необхідно поставити перехід з більшого діаметру на менший, а потім передбачити засувку меншого діаметру.

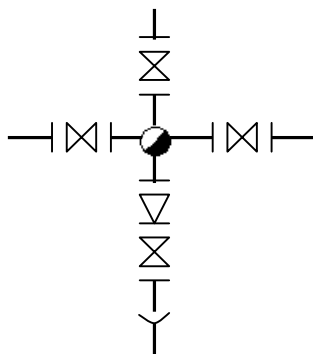


Рисунок 2.61 – Деталювання вузла

Якщо діаметри ліній більше 300 мм, то пожежні гідранти ставляться на відгалуженні від магістралі або на лінії, яка супроводжує магістраль. При цьому, якщо взяти розтрубні фасонні частини, то в місці приєднання відгалуження до магістралі оглядовий колодязь не ставлять.

При деталюванні чавунних і з/б водопроводів слід врахувати, що з точки зору технології будівництва укладку труб зручніше виконувати, коли вони укладаються розтрубами вверх по профілю траншеї (рис.2.62).

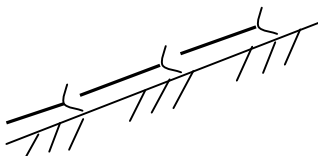


Рисунок 2.62 – Схема укладки розтрубних труб в траншеях з великим ухилом

На набір фасонних частин впливають також розміри оглядових колодязів в плані.

Типові проекти дають такі розміри колодязів:

- круглі діаметрами $\varnothing 700$, $\varnothing 1000$, $\varnothing 1250$, $\varnothing 1500$ і $\varnothing 2000$ мм;
- прямокутні із залізобетонних плоских елементів з розмірами колодязів: $2 \times 1,5$ м, 2×2 м, $2,5 \times 2$ м, $2,5 \times 2,5$ м, $2,5 \times 3$ м, 3×3 м, $3,5 \times 3$ м, $3,5 \times 3,5$ м, $3,5 \times 4$ м, 4×4 м, $4,5 \times 4$ м.

На основі деталювання по сумарній довжині фасонних частин, арматури і допустимій відстані від країв відповідних фасонних частин до стінок визначаються розміри колодязя в плані. Якщо вузол не вміщується в типовий колодязь, то замість одного колодязя можна зробити два поряд колодязя, відірвавши від головного вузла частину елементів і внесши деяку корекцію в деталювання вузла.

Тема 2.2.5 Принципи техніко-економічного розрахунку водопровідної мережі

- *Досягнення науки та техніки в галузі розвитку проектування та устрою водопровідних мереж.*
- *Стан водопровідних мереж України.*
- *Принципи техніко-економічного порівняння варіантів.*
- *Задачі техніко-економічного розрахунку. економічно найвигіднішого діаметру ділянки кільцевої мережі.*
- *Завдання, що вирішуються шляхом розрахунку систем подачі й розподілу води. Використання обчислювальної техніки для проведення розрахунків.*

Сучасні системи водопостачання міст та промислових підприємств представляють собою складні технічні системи, які забезпечують прийом, очистку та подачу води споживачам. Найбільш розповсюджені багатофункціональні системи водопостачання, призначені для питного, побутового, господарського, виробничого та пожежного водопостачання.

Насоси і насосні станції являються найважливішими елементами сучасних систем водопостачання. Технічні показники насосних станцій багато в чому визначають надійність та економічну ефективність подачі води. В той же час насосні станції являються основними споживачами енергії в системах водопостачання. Тому від того, наскільки раціонально вони запроектовані та експлуатуються, залежить питоме споживання енергії на подачу води.

На теперішній час існує декілька самих сучасних методів проектування систем водопостачання: графічний метод, модельно-макетний, а також більш сучасний метод - макетно-графічний, при якому використовуються можливості автоматизованої та електронної техніки.

Графічний метод проектування і наладки водопровідних мереж оснований на умовному зображенні предметів та простору на визначеній площині. Суть даного методу проектування, полягає в тому, що технічна детальна розробка необхідного проекту, супроводжується для передачі будівельній компанії графічним викладенням, тобто ескізом, кресленнями, графіками, таблицями, схемами і т.д. Для кожного наступного ступеня процесів проектування інженерних систем, характерні окремі спеціальні графічні прийоми. Такий метод проектування повністю відповідає всім умовам, зовсім не потребує будь-якого дороговартісного обладнання і може успішно застосовуватися у широкому діапазоні, оскільки допускає масштабоване зображення будь-яких величин.

В основі модельно-макетного методу, лежить компоновка елементів споруди і різних об'ємних моделей у просторі, тобто це, не що інше, як об'ємно - просторове моделювання. Такий метод проектування проводиться комплексною групою спеціалістів - проектувальників, яка складається з будівельників, інженерів з водопостачання, фахівців в галузі контрольно-

вимірювальних та автоматичних приладів і енергетиків. Проектувальники, користуючись розбірно-збірним макетом, визначають найбільш оптимальний варіант. Такий метод найчастіше використовують при проектуванні найбільш складних систем водопостачання.

Модельно-графічний метод відповідає всім вимогам проектування систем водопостачання найбільш повно, оскільки найбільш точно дозволяє представити масштабне моделювання всього комплексу у просторі, з можливістю розгляду кожної деталі.

Всі графічні матеріали обов'язково повинні включати генеральний план об'єкту та околиці, а також оптимальні варіанти рішення водопровідних схем, з вказанням розміщення основних будівель та споруд з детальними кресленнями (для того, щоб правильно визначити розміри споруди і всіх основних конструкцій, які дозволяють правильно розрахувати вартість будівництва).

Водопровідна система України доволі складний інженерний комплекс. Значна частина споруд цього комплексу відпрацювала нормативний термін і потребує оновлення. За час експлуатації існуючих систем відбулися суттєві технічні, соціально-економічні, екологічні та інші зміни, які зумовили потребу пріоритетного відтворення на сучасному світовому рівні системи водопостачання в державі.

Найбільшою проблемою системи водопостачання України є її спрацьованість, яка становить 30 %. Незадовільний технічний стан системи водопостачання загалом та водопровідної мережі зокрема негативно позначаються на якості очищеної води і є причиною вторинного її забруднення. Відновлення ефективної працездатності водопровідної мережі вимагає майже 76 % коштів, необхідних для відновлення системи в цілому (рис.1.64).

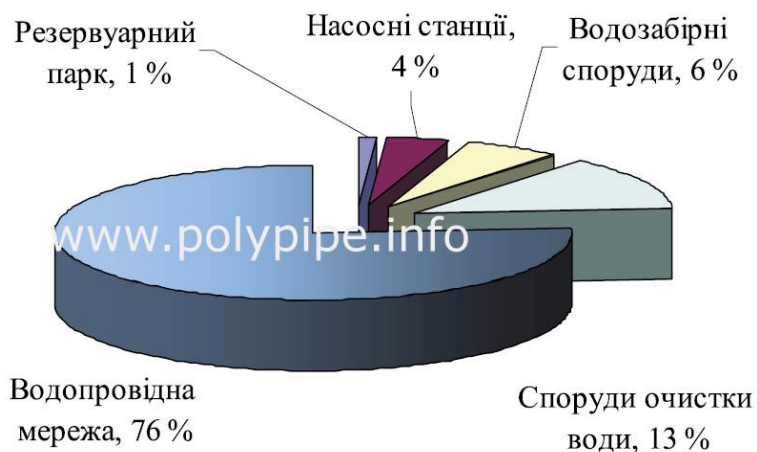


Рисунок 2.63 - Потреба в капіталовкладеннях у централізовані системи водопостачання

Найбільша кількість водопровідних мереж в регіонах, що розташовані на сході і півдні держави та в Львівській області. Найменша протяжність водопровідних мереж припадає на Волинську, Чернівецьку, Закарпатську, Тернопільську та Івано-Франківську області.

Найбільш зношені комунальні мережі в м. Севастополі (59,6 %), Луганській (52,7 %), Дніпропетровській (51,4 %), Львівській (48,4 %) областях

та в АР Крим (47,6 %), найменш – у Волинській (16,5 %), Полтавській (17,1 %) та Київській (17,2 %) областях (рис. 2.64). Подібна ситуація і зі станом водопровідних мереж на селі.

З погіршенням технічного стану водопровідних систем помітно знижується ефективність їх роботи та зростають нераціональні втрати води, витоки. Показник втрат води у міських мережах є надто високим і знаходиться в межах 0,4-3,0 м³/км/год, в порівнянні з показниками у Західній Європі, які становлять 0,1-0,4 м³/км/год.

Втрати води у розподільчій мережі коливаються в межах 30-50 % або і більше від загального обсягу поданої у мережу води. Найбільшими вони є у м. Севастополі (45,3 %), Закарпатській (39,6 %), Чернівецькій (37,8 %), Івано-Франківській (37,2 %) та Миколаївській (36,9 %), найменшими – у Херсонській (9,4 %), Київській (11,5 %) і Рівненській (17,9 %) областях та в м. Києві (15,3 %).

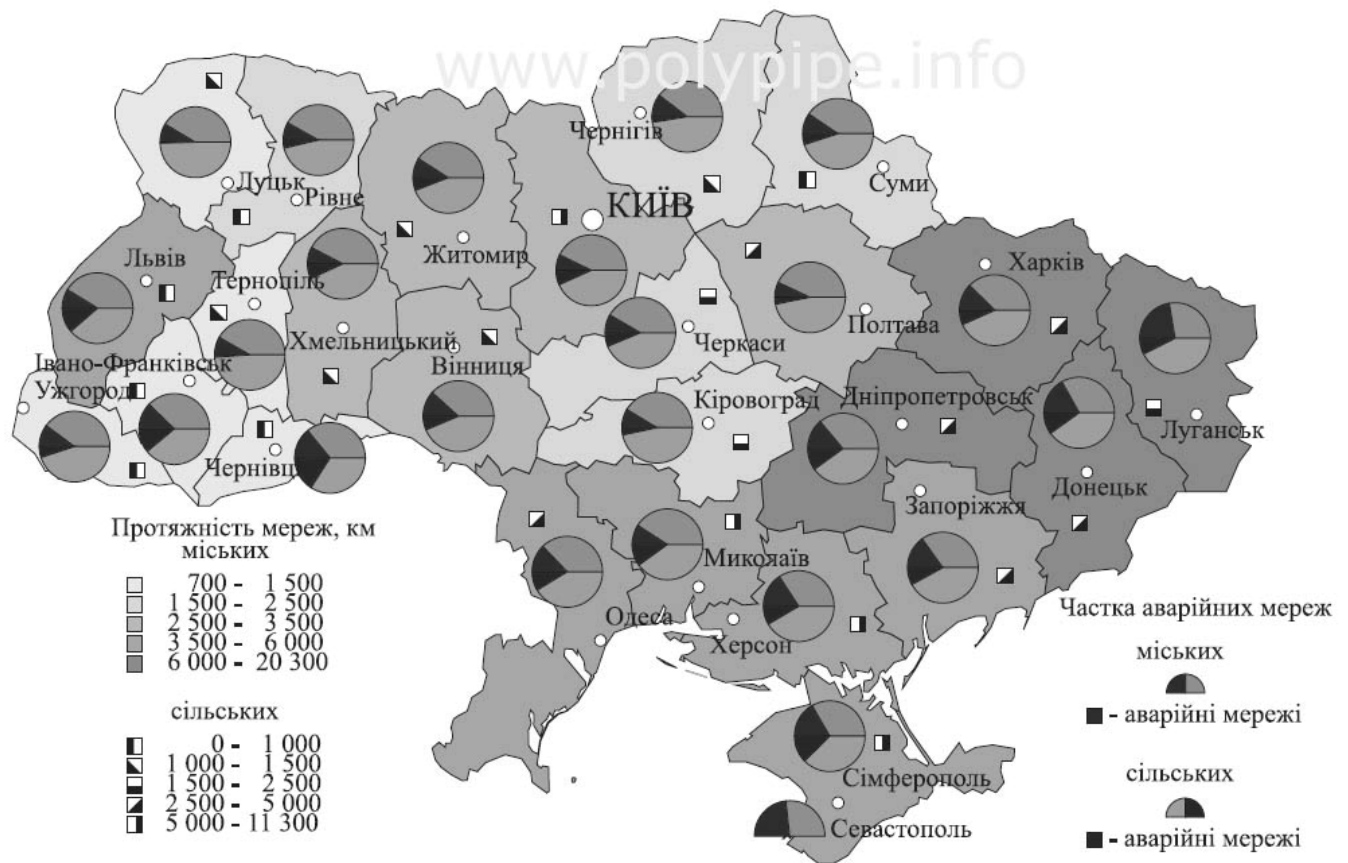


Рисунок 2.64 - Стан водопровідних мереж в Україні

Проблеми вторинного забруднення води у водопровідній мережі, як в Україні, так і в країнах центральної та східної Європи, набувають все більшої гостроти. Зі зміною економічної системи господарювання надто помітним постало зниження норм водоспоживання, а відтак зменшилась продуктивність очисних споруд, насосних станцій, системи розподілу води. Зменшення продуктивності системи водорозподілу, за незмінних значних геометричних розмірах самої системи, зумовлює зростання тривалості перебування в ній води. Так, в Україні протягом останніх десятиліть (від 1990 до 2008 року)

тривалість перебування води в системі водорозподілу зростає в 2 рази. На окремих ділянках мережі тривалість перебування води в ній сягає декількох десятків діб. За прогностичними оцінками очікується зростання цього показника і в наступні роки, хоча і з меншою інтенсивністю. Така зміна зазначених параметрів роботи мережі позначається на властивості води в ній: змінюється гідравлічний режим роботи мережі, зменшується кількість розчиненого у воді кисню, змінюються склад та концентрація домішок, посилюються біохімічні процеси на внутрішній поверхні труб тощо. Зміна зазначених параметрів негативно позначається на якості води: спостерігається її повторне забруднення. За таких умов якість води, що потрапляє до споживачів, надто відрізняється від якості води яка поступає в мережу. Зміна якості води супроводжується зміною стану самої мережі: відбуваються незворотні процеси її руйнування.

При проектуванні водопровідної мережі важливого значення набуває питання раціонального добру матеріалів труб. Адже якість води може мати суттєвий вплив на довговічність та ефективність експлуатації мережі, якість води в самій мережі. Варто відзначити, що процеси корозії, заростання, вимивання матеріалу труб, формування біоплівки та осадів можуть протікати переважно в мережі із металевих труб. Запобігання розвитку цих процесів може сприяти всебічне обґрунтування матеріалу труб, застосування технологій корегування якості та властивостей води, запровадження захисту поверхні контакту трубопроводу з водою тощо.

Задачі техніко-економічного розрахунку кільцевих мереж, як і тупикових, можуть ділитися на дві групи:

- при відомих допустимих загальних втратах напорів в мережі, а також в гравітаційних системах;
- при невідомому напорі насосної станції.

Задача першого типу розв'язується так, як і для розгалужених мереж.

Задача другого типу багато складніша. Але спроби розв'язання цієї задачі робилися ще в 1927р. А.А.Суріним і Н.Н.Генієвим в 1928р. В наступні роки ці спроби не припинялися. З таких спроб слід відзначити роботи В.Г.Лобачова (1936, 1938, 1950рр.), Л.Ф.Мошніна (1940, 1950рр.), М.В.Кірсанова (1949р.), А.В.Теплова (1946р.), В.П.Сироткіна (1951, 1963р.), Н.У.Койди (1964р.). Всі ці роботи в першу чергу відрізняються методикою врахування тих чи інших економічних показників. Найбільш сучасний метод з точки зору економіки (метод спряжених капітальних витрат і метод терміну окупності) використано В.П. Сироткіним. Але врахування спряжених витрат настільки не точне, що для малих і середніх систем ця методика розрахунків не виправдана. Незважаючи на таку велику кількість праць, проектувальники рідко використовують ці методи. І справа тут не стільки в складності розрахунків, скільки в відносній оптимізації розглядаємої системи.

Проф. Л.Ф.Мошнін запропонував метод розрахунку, який дозволяє визначити найбільш вигідні діаметри мережі, що дають теоретично мінімальну приведену величину витрат для всієї системи. Необхідність використання стандартних діаметрів замість розрахункових виправдовують їх визначення за

спрощеними формулами. В цих формулах використовують значення x_i , які одержують при першому їх розподілі з задоволенням умовам балансу витрат в вузлах але без ув'язки за фіктивними витратами.

Проф. В.П.Сироткін запропонував проводити техніко-економічний розрахунок мереж по середньозваженій за добу величині витрати і напору. Крім того, при розрахунку кільцевих мереж він пропонує всі перемички в мережах не враховувати, замінюючи кільцеву мережу мережею з вузлами і паралельними лініями.



Рисунок 2.65 – Розрахункова схема кільцевої мережі по В.П.Сироткіну

При такому підході кільцеві мережі настільки ідеалізуються, що практичні висновки В.П.Сироткіна мають дуже спірне значення. Він запропонував формули для економічного розрахунку, а також ним складені номограми для визначення діаметру труб. Але вони не знайшли практичного використання.

З найбільш сучасних способів розрахунку слід відзначити спосіб техніко-економічного розрахунку кільцевих мереж Н.У.Койди, в якому, крім економічних вимог, зроблена спроба врахувати рівень їх надійності.

Додатки

Додаток А – Нормативні показники для розрахунку водопостачання різних галезей

Таблиця А1 - Норми водоспоживання для міст і селищ

Характер устаткування санітарно-технічними пристроями								Водоспоживання на одного мешканця, л/добу			
								середньодобове (за рік)			
Внутрішній водопровід, каналізація та централізоване гаряче водопостачання								230 - 350			
Внутрішній водопровід, каналізація і ванни з газовими колонками								160 - 230			
Внутрішній водопровід і каналізація без ванн								125 - 160			
Значення коефіцієнтів годинної нерівномірності											
Кіл.мешка нців, тис. чол.	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	1000 і більше
$\beta_{\text{макс.}}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1
$\beta_{\text{мін.}}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

Таблиця А2

Призначення води	Одиниця виміру	Витрати води на поливання, л/м ²
Механізована мийка вдосконалених покриттів проїздів і площ	1 мийка	1,2 – 1,5
Механізоване поливання вдосконалених покриттів проїздів і площ	1 поливання	0,3 – 0,4
Поливання вручну (зі шлангів) удосконалених покриттів тротуарів і проїздів	Те ж	0,4 – 0,5
Поливання міських зелених насаджень	«	3 - 4
Поливання газонів і квітників	»	4 - 6

Таблиця А3

Група виробничих процесів	Санітарні характеристики	Розрахункове число робітників на одну душову сітку
І	а) Не істотні забруднення одягу й рук	15
	б) Істотні забруднення одягу й рук	7
ІІ	в) З виділенням великої кількостей пилу або особливо забруднених речовин	3
	г) Із застосуванням води	5

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.5 - 74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013 р.
2. ДБН В.2.5-64:2012 «Внутрішній водопровід та каналізація » Частина I проектування; Частина II Будівництво. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012 р.
3. Труби, фасонні деталі, арматура та обладнання систем зовнішнього водопостачання і каналізації : Довідковий посібник / І. В. Корінько, М. І. Колотило, А. Н. Колотило та ін. – Харків : Митець, 2004. – 480 с.
4. Фрог Б. Н. Водоподготовка : Учебн. пособие для вузов / Б. Н. Фрог, А. П. Левченко. – Москва : МГУ, 1996. – 680 с.
5. Тугай А. М. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання / А. М. Тугай, В. О. Терновцев, Я. А. Тугай – Київ : КНУБА, 2001. – 256 с.
6. Водопостачання / А. Я. Найманов і ін. – Донецьк : Норд-прес, 2004. – 649 с.
7. Тугай А. М. Водопостачання : Підручник для вузів / А. М. Тугай, В. О. Орлов – Рівне : РДТУ, 2001.– 429 с.

Навчальне видання

ДЕГТЯР Марія Володимирівна

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«СПОРУДИ І ОБЛАДНАННЯ ВОДОПОСТАЧАННЯ»

Модуль 2 «Водопровідні мережі та споруди»

*(для студентів 3 курсу усіх форм навчання за напрямом підготовки
6.060101 – Будівництво (фахове спрямування «Водопостачання та
водовідведення»))*

Відповідальний за випуск *С. С. Душкін*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *М. В. Дегтяр*

План 2014, поз. 37 Л

Підп. до друку 24.05.2016
Друк на ризографі
Зам. №

Формат 60-84/16
Ум. друк. арк. 4,1
Тираж 30 пр.

Виконавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.